

ARMIRTER BETON.

1918. April.

INHALT

Beitrag zur Bestimmung exzentrisch belasteter Eisenbetonquerschnitte. Von H. Paepflow, Ingenieur bei Kell & Löser, Hamburg. S. 61.

Beobachtungen bei der statischen Untersuchung eines eingespannten Eisenbetongewölbes. Von Dr. - Ing. W. Kunze (Dresden). S. 65.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. S. 74.

Aus der höchsten Instanz. Klage der A. E. G. gegen die Zementzentrale auf Feststellung eines Zementlieferungsvertrages. Entscheidung des Reichsgerichts vom 19. März 1918. S. 75.

Literaturschau. Bearbeitet von Dr. - Ing. W. Kunze (Dresden). S. 76.

Verschiedene Mitteilungen:

Säumigkeit bei Errichtung eines öffentlichen Bauwerks berechtigt unter Umständen den Staat, dem Unternehmer den Auftrag zu entziehen, auch ohne daß ein Verschulden vorliegt. S. 79.

Ist ein Sandschöpfvertrag ein Werkvertrag oder ein Arbeitsvertrag? S. 79.

Bücherbesprechungen. S. 80.

BEITRAG ZUR BESTIMMUNG EXZENTRISCH BELASTETER EISENBETONQUERSCHNITTE.

Von H. Paepflow, Ingenieur bei Kell & Löser, Hamburg.

Herr Dr.-Ing. Kunze hat in seinem Verfahren zur Bestimmung exzentrisch belasteter Eisenbetonquerschnitte die Berechnung derartig beanspruchter Konstruktionen so vereinfacht und angenehm gestaltet, daß man sich jetzt gern der zuerst von Löser in Beton und Eisen 1915 dargestellten neuen und genauen Methode bedienen wird. Für die Bewehrungsverhältnisse $f_e' = f_e$ und $f_e'' = 0$ veröffentlichte Dr. Kunze in Armierter Beton 1916 verschiedene Tabellen. Wenn man auch bei exzentrisch beanspruchten Stützen durchweg $f_e' = f_e$ wählen kann und wird, so gibt es doch gerade im Rahmenbau auch Konstruktionsteile, bei denen die Wahl gleicher Eiseneinlagen nicht möglich ist. Verfasser denkt hierbei hauptsächlich an die Querriegel, bei deren Berechnung die Normalkraft in der Praxis meistens vernachlässigt wird, und zwar nur aus dem Grunde, weil kein einfaches Rechenverfahren dafür vorhanden ist. Da im Riegel wohl immer das Moment gegenüber der Normalkraft überwiegt, so ergibt sich eine große Exzentrizität e und ein ungleich größeres f_e als f_e' oder umgekehrt. Für diesen Fall hat Herr Dr. Kunze seine Tabellen leider noch nicht erweitert, was in Anbetracht der Arbeit, für wenigstens 20 verschiedene Verhältnisse $\frac{f_e'}{f_e}$ Tafeln zu berechnen, auch nicht zu verwundern ist. Für die Riegelmitte kommt bei den meisten Anwendungen des Rahmens ein einfach armierter Plattenbalkenquerschnitt in Frage, sodaß also auch Dr. Kunzes Tabellen für $f_e' = 0$ versagen.

Um nun auch für diese Fälle eine der eleganten Methode Dr. Kunzes nahe kommende Berechnung zu ermöglichen, sind in diesem Auf-

satz 1. für doppelt armierte Rechteckquerschnitte Ergänzungen zu Dr. Kunzes Werten angegeben und 2. für einfach armierte Plattenbalkenquerschnitte besondere Tabellen ermittelt.

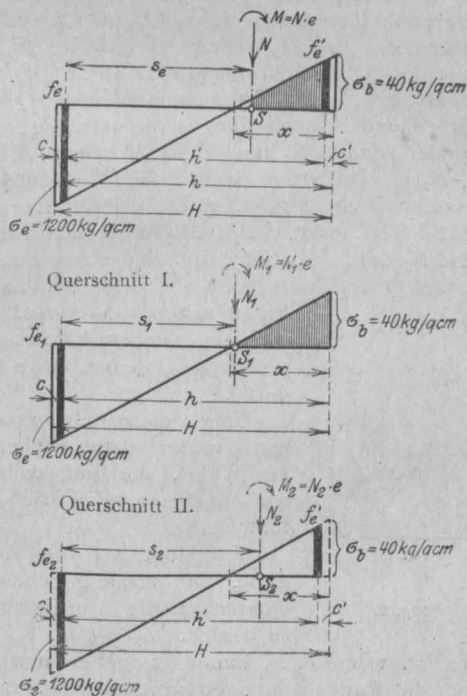


Fig. 1.

Die Ergänzungstafel ist vorläufig nur für die Spannungen 40 und 1200 kg/qcm berechnet, da bei Überwiegen des Momentes die Ausnutzung

der zulässigen Spannungen die wirtschaftlichsten Abmessungen ergibt. Die Formeln gründen sich auf folgende

Entwicklung.

Die Bezeichnungen aus dem Aufsatz Dr. Kunzes sind beibehalten. In dem nebenstehend skizzierten Querschnitt greife das Moment M und im Schwerpunkt des wirksamen Teils die Kraft N an.

Die Exzentrizität ist $e = \frac{M}{N}$. Im Beton herrscht die Randspannung $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ und im Eisen $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$.

Der Querschnitt wird zerlegt in zwei Teile. Der erste Teil (Querschnitt I) besteht nur aus dem Betonquerschnitt und der Zugeiseneinlage f_{e1} und ist von der Kraft N_1 und dem Momente $M_1 = N_1 e$ so beansprucht, daß die Spannungen $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ entstehen. Die Kraft N_1 wirkt im Schwerpunkt des statisch wirksamen Teils von Querschnitt I.

Der zweite Teil (Querschnitt II) besteht aus der Druckeiseneinlage $f_{e'}$ und der Zugeiseneinlage f_{e2} und ist durch die Normalkraft N_2 und das Moment $M_2 = N_2 e$ so beansprucht, daß dasselbe Spannungsbild wie oben entsteht, also 1200 kg/qcm im Zugeisen und 40 kg/qcm am entgegengesetzten Rand der Betonfläche. Die Kraft N_2 wirkt im Schwerpunkt der Armierungen $f_{e'}$ und f_{e2} .

Man kann nun N_2 so wählen, daß sie zu N_1 addiert die gesamte Normalkraft N ergibt. Dann genügen die beiden zusammengelegten Querschnitte I und II nach dem Superpositionsgesetz auch der Kraft N und dem Momente $M = (N_1 + N_2) e$. Da N im Schwerpunkt des statisch wirksamen Teils liegen muß, entsteht hieraus noch die Bedingung, daß die Resultierende N aus N_1 und N_2 durch den Schwerpunkt des zusammengelegten Querschnitts geht. N_1 muß sich nach

Fig. 2 also zu N_2 verhalten, wie die ideellen Flächengewichte $n f_{e1} + b x$ zu $n (f_{e'} + f_{e2})$.

Über diese Bedingung wird weiter unten Näheres ausgeführt, vorläufig wollen wir annehmen, daß sie erfüllt werde.

Vorgelegt sei die Aufgabe, zu einem gegebenen Querschnitt die Eiseneinlagen zu berechnen.

Es ist, wenn M , N , damit e gegeben und H , b und die Randspannungen gewählt sind, auch N_1 bekannt, denn es kann aus der Tabelle Dr. Kunzes, Spalte 40 und 1200 kg/qcm unter dem betreffenden $\frac{e}{H}$ aus $\frac{H}{k_1} = N_1$ berechnet werden. Mit N_1 ist aus der Gleichung $N - N_1 = N_2$ die

Normalkraft im Querschnitt II zu ermitteln. Aus N_2 und den bekannten Querschnittsabmessungen werden die Bewehrungen $f_{e'}$ und f_{e2} wie folgt bestimmt.

Nach Fig. 3 ist:

$$N_2 = f_{e'} \sigma_{e'} - f_{e2} \sigma_e \dots (1)$$

$$M_2 = f_{e2} \sigma_e s_2 + f_{e'} \sigma_{e'} (h' - s_2) \dots (2)$$

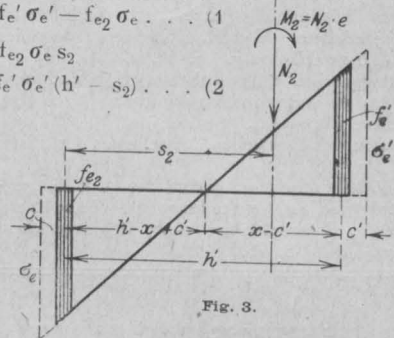


Fig. 3.

Hierin ist s_2 der Abstand des Schwerpunktes von der Zugeiseneinlage;

$$s_2 = \frac{f_{e'} h'}{f_{e'} + f_{e2}} \dots (3)$$

$\sigma_{e'}$ wird nach bekannten Beziehungen:

$$\sigma_{e'} = \sigma_e \frac{x - c'}{h' - x + c'} = \sigma_e v \dots (4)$$

Gleichungen 3 und 4 in 1 und 2 eingesetzt ergeben:

$$N_2 = \sigma_e (f_{e'} v - f_{e2})$$

und

$$M_2 = \sigma_e \left(f_{e2} \frac{f_{e'} h'}{f_{e'} + f_{e2}} + f_{e'} v h' - f_{e2} v \frac{f_{e'} h'}{f_{e'} + f_{e2}} \right)$$

Durch Division beider Gleichungen entsteht:

$$e = \frac{f_{e2} f_{e'} h' + f_{e'}^2 v h' + f_{e2} f_{e'} v h' - f_{e'}^2 v h'}{(f_{e2} + f_{e'}) (f_{e'} v - f_{e2})} \dots (5)$$

Teilt man beide Seiten der Gleichung durch h' , bezeichnet $\frac{e}{h'}$ mit m' und löst sie auf, so folgt:

$$f_{e2}^2 - f_{e2} f_{e'} \left(v - 1 - \frac{1}{m'} - \frac{v}{m'} \right) = v f_{e'}^2$$

Setzt man für $v - 1 - \frac{1}{m'} - \frac{v}{m'}$ den Wert w , so ergibt sich nach den nötigen Vereinfachungen:

$$\begin{aligned} f_{e2} &= + f_{e'} \frac{w}{2} \pm \sqrt{f_{e'}^2 v + f_{e'}^2 \frac{w^2}{4}} \\ &= f_{e'} \left(\frac{w}{2} \pm \sqrt{v + \frac{w^2}{4}} \right) \\ f_{e2} &= \alpha f_{e'} \dots (6) \end{aligned}$$

Da $N_2 = \sigma_e (f_e' v - f_{e2})$ ist, so wird nach Einsetzen der Gleichung (6)

$$N_2 = f_e' \sigma_e (v - \alpha) \text{ und } f_e' = N_2 \frac{1}{\sigma_e (v - \alpha)}$$

$$f_e' = N_2 \frac{1}{\beta} \dots \dots \dots (7)$$

Wie man sieht, ist der Wert α von dem Rand-

spannungsverhältnis und $\frac{e}{h'}$ abhängig. In der folgenden Tafel sind die Werte α und β als Ergänzung zu Dr. Kunzes Tabelle für die Randspannungen 40 und 1200 kg/cm² berechnet.

$\frac{c}{H}$ ist wie bei Dr. Kunze 0,05, sodaß sich $h = 0,95 H$ ergibt. c' ist zu 0,06 h' angenommen;

T a f e l I zur Berechnung von Rechteckquerschnitten auf Biegung und Druck.
 $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$.

$m = \frac{e}{H}$	$m k_1 = \frac{e}{N_1}$	$k_1 = \frac{H}{N_1}$	$k_2 = \frac{f_{e1}}{N_1}$	$\alpha = \frac{f_{e2}}{f_e'}$	$\beta = \frac{N_2}{f_e'}$	$m = \frac{e}{H}$
1,00	0,319	0,319	0,00085	0,2020	255,60	1,00
1,05	0,344	0,328	0,00089	0,2075	249,00	1,05
1,10	0,370	0,337	0,00094	0,2128	242,64	1,10
1,15	0,399	0,347	0,00099	0,2178	236,64	1,15
1,20	0,427	0,356	0,00104	0,2226	230,88	1,20
1,25	0,456	0,365	0,00109	0,2272	225,36	1,25
1,30	0,487	0,375	0,00114	0,2316	220,08	1,30
1,35	0,518	0,384	0,00119	0,2358	215,04	1,35
1,40	0,550	0,393	0,00124	0,2399	210,12	1,40
1,45	0,583	0,402	0,00129	0,2437	205,56	1,45
1,50	0,616	0,411	0,00134	0,2474	201,12	1,50
1,55	0,641	0,420	0,00138	0,2509	196,92	1,55
1,60	0,686	0,429	0,00143	0,2543	192,84	1,60
1,65	0,724	0,439	0,00148	0,2576	188,88	1,65
1,70	0,762	0,448	0,00153	0,2608	185,04	1,70
1,75	0,800	0,457	0,00158	0,2638	181,44	1,75
1,80	0,841	0,467	0,00163	0,2667	177,96	1,80
1,85	0,881	0,476	0,00168	0,2696	174,48	1,85
1,90	0,922	0,485	0,00173	0,2722	171,36	1,90
1,95	0,963	0,494	0,00178	0,2748	168,24	1,95
2,00	1,008	0,504	0,00183	0,2774	165,12	2,00
2,05	1,051	0,513	0,00187	0,2798	162,24	2,05
2,10	1,096	0,522	0,00192	0,2821	159,48	2,10
2,15	1,144	0,532	0,00197	0,2844	156,72	2,15
2,20	1,190	0,541	0,00202	0,2866	154,08	2,20
2,25	1,237	0,550	0,00207	0,2888	151,44	2,25
2,30	1,288	0,560	0,00212	0,2908	149,04	2,30
2,35	1,337	0,569	0,00217	0,2928	146,64	2,35
2,40	1,387	0,578	0,00222	0,2948	144,24	2,40
2,45	1,438	0,587	0,00227	0,2966	142,08	2,45
2,50	1,492	0,597	0,00232	0,2984	139,92	2,50
2,55	1,545	0,606	0,00236	0,3002	137,76	2,55
2,60	1,599	0,615	0,00241	0,3019	135,72	2,60
2,65	1,654	0,624	0,00246	0,3036	133,68	2,65
2,70	1,712	0,634	0,00251	0,3052	131,76	2,70
2,75	1,768	0,643	0,00256	0,3068	129,84	2,75
2,80	1,826	0,652	0,00261	0,3083	128,04	2,80
2,85	1,886	0,662	0,00266	0,3098	126,24	2,85
2,90	1,946	0,671	0,00271	0,3113	124,44	2,90
2,95	2,009	0,681	0,00276	0,3127	122,76	2,95
3,00	2,070	0,690	0,00281	0,3141	121,08	3,00

$x = 0,317 H$.

damit wird $h' = 0,896 H$ und $\frac{e}{h'} = 1,116 \frac{e}{H}$. Mit diesen Werten erhält man für

$$v = \frac{1}{\frac{x}{h'} - \frac{c'}{h'} - 1} = \frac{1}{\frac{1}{0,353 - 0,06} - 1} = 0,415.$$

Die linke Seite der Tafel I ist Dr. Kunzes Veröffentlichung in *Armiertem Beton* 1916, Heft 8 entnommen.

Es soll nun noch die oben genannte Bedingung

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{n f_{e1} + b x}{n (f_{e1}' + f_{e2})} \dots \dots \dots (8)$$

näher untersucht werden. Nach Dr. Kunze ist

$$f_{e1} = k_2 N_1.$$

$b x$ findet sich aus

$$N_1 = \frac{b x}{2} \sigma_b - n f_{e1} \sigma_b \frac{h-x}{x}$$

zu

$$b x = \frac{2 N_1}{\sigma_b} + 2 n f_{e1} \frac{h-x}{x}.$$

Die vorige Gleichung in die letzte eingesetzt, ergibt für

$$n f_{e1} + b x = N_1 \left\{ \frac{2}{\sigma_b} + k_2 n \left[2 \left(\frac{h}{x} - 1 \right) + 1 \right] \right\}.$$

Aus den Ableitungen zu der Ergänzungstafel wird

$$f_{e1}' = \frac{1}{\beta} N_2 \text{ und } f_{e2} = \frac{\alpha}{\beta} N_2,$$

also

$$n (f_{e1}' + f_{e2}) = N_2 n \frac{1 + \alpha}{\beta}.$$

Nach Einsetzen dieser Werte in Gleichung (8) heben sich N_1 und N_2 weg, und es bleibt

$$n \frac{1 + \alpha}{\beta} = \frac{2}{\sigma_b} + k_2 n \left[2 \left(\frac{h}{x} - 1 \right) + 1 \right]. \quad (9)$$

Es ist nun leicht, durch geeignete Wahl von $\frac{c'}{h'}$ die Gleichung (9) immer zu erfüllen. Die vorstehenden Tabellenwerte genügen dieser Bedingung nicht ganz genau, und man müßte eigentlich ein etwas größeres $\frac{c'}{h'}$ wählen, wodurch sich aber wieder ein größeres f_{e1}' ergibt. Um nun die Wirtschaftlichkeit der Konstruktion nicht dieser untergeordneten Bedingung zu opfern, hat der Verfasser sich über die geringen Unstimmigkeiten einfach hinweggesetzt und an mehreren Beispielen nachgeprüft, wieweit die Resultierende N von N_1 und N_2 aus dem Schwerpunkt des zusammengelegten Querschnitts herausfällt.

Wie in dem folgenden Beispiel, an dem auch noch einmal der Rechnungsgang erläutert ist, ausgeführt wird, handelt es sich bei der Differenz

nur um höchstens 3–4 mm, die natürlich keinerlei Einfluß auf das Rechnungsergebnis haben.

Beispiel:

Gegeben sind:

$$\begin{aligned} M &= 12\,500\,000 \text{ kgcm,} \\ N &= 23\,200 \text{ kg, hieraus} \\ e &= 540 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Gewählt:

$$H = 180 \text{ cm, } b = 60 \text{ cm,}$$

$$\text{Spannungen: } \sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2, \sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach der Tafel I ist bei $\frac{e}{H} = 3,0$

$$N_1 = \frac{180 \cdot 60}{0,690} = 15\,620 \text{ kg}$$

$$\text{und } f_{e1} = 15\,620 \cdot 0,00281 = 44,0 \text{ cm}^2,$$

$$N_2 = 23\,200 - 15\,620 = 7580 \text{ kg,}$$

$$f_{e1}' = \frac{7580}{121,08} = 62,5 \text{ cm}^2,$$

$$f_{e2} = 0,3141 \cdot 62,5 = 19,6 \text{ cm}^2,$$

$$\text{also } f_e = 44,0 + 19,6 = 63,6 \text{ cm}^2.$$

Um die Lage von N festzustellen, berechnen wir die Abstände der jeweiligen Schwerpunkte in den Einzelquerschnitten von der Zugbewehrung.

$$x = 0,317 \cdot 180 = 57,0 \text{ cm, } b = 60 \text{ cm,}$$

$$f_e = 63,6 \text{ cm}^2, \quad f_{e1}' = 62,5 \text{ cm}^2,$$

$$h = 0,95 \cdot 180 = 171 \text{ cm, } h' = 0,896 \cdot 180 = 161,4 \text{ cm.}$$

Nach der Formel

$$s_e = \frac{b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + n f_{e1}' h'}{b x + n (f_e + f_{e1}')}.$$

wird der erwähnte Abstand im zusammengelegten endgültigen Querschnitt

$$s_e = \frac{60 \cdot 57 (171 - 28,5) + 15 \cdot 63,6 \cdot 161,4}{60 \cdot 57 + 15 (63,6 + 62,5)} = 120,8 \text{ cm.}$$

Im Querschnitt I ergibt sich

$$s_1 = \frac{b x \left(h - \frac{x}{2} \right)}{b x + n f_{e2}} = \frac{60 \cdot 57 (171 - 28,5)}{60 \cdot 57 + 15 \cdot 44,0} = 119,4 \text{ cm}$$

und im Querschnitt II

$$s_2 = \frac{f_{e1}' h'}{f_{e1}' + f_{e2}} = \frac{62,5 \cdot 161,4}{62,5 + 19,6} = 122,8 \text{ cm.}$$

Mit diesen Werten erhält man folgendes Bild:

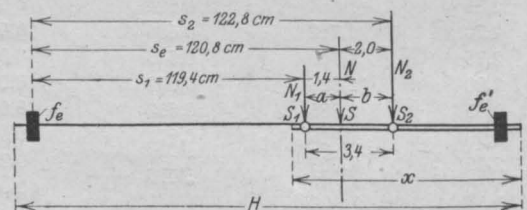


Fig. 4.

Da nun $a:b = N_2:N_1$ sein muß, so ergibt sich aus dieser Proportion

$$\frac{a}{b} = \frac{7580}{15620}$$

und der Beziehung

$$a + b = 3,4 \text{ cm,}$$

$$a = 1,12 \text{ cm und } b = 2,28 \text{ cm.}$$

Die Normalkraft N geht also nicht ganz genau durch den Schwerpunkt, sondern hat sich um 2,8 mm verschoben. Daß diese Differenz keinen Einfluß auf das Ergebnis hat, liegt klar auf der Hand, und somit hat das beschriebene Rechnungsverfahren ausreichende Gültigkeit. Einer Erweiterung für andere Spannungen steht nichts im Wege. (Schluß folgt.)

BEOBACHTUNGEN BEI DER STATISCHEN UNTERSUCHUNG EINES EINGESPANNTEN EISENBETONGEWÖLBES.

Von Dr.-Ing. W. Kunze (Dresden).

Bei der statischen Untersuchung eines bewehrten eingespannten Brückengewölbes wurden vom Verfasser einige Tatsachen beobachtet, die, so naheliegend sie an sich sind, doch ausgesprochen und begründet zu werden verdienen. Die Begründung ist aber nur klar wiederzugeben, wenn auch die statische Untersuchung und deren theoretische Grundlagen vorgeführt werden. Deshalb soll hier das Gewölbe-Untersuchungsverfahren von Prof. Mörsch, veröffentlicht in der Schweizerischen Bauzeitung 1906 Heft 6 und 7, nach dem das Gewölbe untersucht worden ist, so kurz als möglich wiederholt werden, wodurch zugleich vielleicht mancher Leser von der Zweckmäßigkeit dieses recht genauen und ebenso einfachen wie theoretisch klaren Verfahrens überzeugt wird. Zugleich bieten die für die Ableitung der erwähnten Ergebnisse unerlässlichen Berechnungen ein Anwendungsbeispiel des Verfahrens, das in Fachkreisen vielleicht nicht unwillkommen sein dürfte¹⁾.

Mörsch nimmt als statisch bestimmtes Hauptsystem einen am rechten Widerlager (bei B) eingespannten (gekrümmten) Balken an, an dessen frei gedachtem linken Ende (Kämpferfuge bei A) zum Ersatze der dort vorhandenen festen Einspannung eine nach oben gerichtete Kraft V , eine in Richtung nach B wirkende (wagerechte) Kraft H und ein im Uhrzeigersinne wirkendes Moment M angebracht sind (Fig. 1). Da die Größe dieser Kräfte und des Momentes noch nicht bestimmt ist, ist es ohne weiteres möglich, ihre Gesamtwirkung auch durch entsprechende Kräfte V und H und ein Drehmoment M zu ersetzen, die an einem, vorläufig beliebigen Punkte O wirken, der mit A starr verbunden zu denken ist (Fig. 2). Bezug-

lich eines Punktes $P(x, y)$ entsteht unter der Einwirkung dieser Größen und der links von diesem Punkte an dem Kragträger wirkenden äußeren Kräfte, die ein Moment M_0 haben mögen, ein Angriffsmoment

$$M_x = M_0 + M - H \cdot y - V \cdot x \dots (1)$$

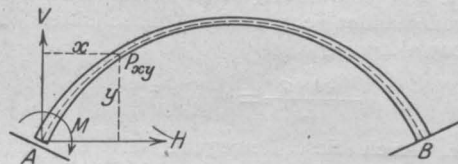


Fig. 1.

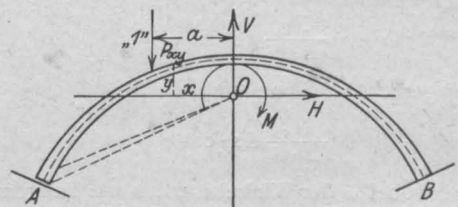


Fig. 2.

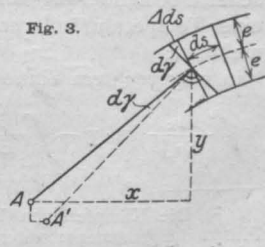
(vgl. Fig. 1). Außerdem bilden die Kräfte V, H und die Lasten links vom Schnitte eine Resultierende, deren zu dem in $P(x, y)$ gelegten Querschnitte senkrechte Komponente mit N_x benannt wird. Nach Mörsch ist für flache Bögen diese Normalkraft

$$N_x \cdot \cos \varphi = H, \quad N_x \cdot \sin \varphi = 0 \dots (2)$$

zu setzen erlaubt. φ ist der Winkel, den der Querschnitt mit der Senkrechten oder die Tangente an die Achse mit der Wagerechten einschließt.

Unter dem Einflusse des Momentes M_x verdrehen sich zwei um das kleine Maß ds voneinander entfernte Querschnitte um den Winkel $d\gamma$ (Fig. 3)

Fig. 3.



¹⁾ Ein Beispiel für die Berechnung eines Gewölbes nach der „Elastizitätstheorie“ (Mörsch'sches Verfahren) ist auch in Empergers Handbuch des Eisenbetonbaus, Der Brückenbau, durchgeführt. Dort ist jedoch die bei Stützliniengewölben mögliche „besondere, einfache Ermittlung der statisch unbestimmten Größen für Eigengewicht nicht angewendet. Die Ableitung des Verfahrens ist a. a. Orte nicht gegeben.

$$d\gamma = \frac{A ds}{e} = \frac{ds \cdot \sigma_0}{E \cdot e}$$

$$\sigma_0 = \frac{M_x \cdot e}{J}$$

$$d\gamma = \frac{ds}{E \cdot e} \cdot \frac{M_x \cdot e}{J} = \frac{M_x}{E \cdot J} ds$$

Da in allen Bogenelementen von der Achsenlänge ds unter dem Einflusse des jeweiligen Momentes M_x Verdrehungen $d\gamma$ entstehen, ergibt sich für die Kämpferfuge eine Gesamtverdrehung von

$$\int d\gamma = \int \frac{M_x \cdot ds}{E \cdot J} \dots \dots \dots (3)$$

Wird nochmals die Verdrehung nur zweier benachbarter Querschnitte um den Winkel $d\gamma$ ins Auge gefaßt, so ist zu erkennen, daß der mit diesem verbundene linke Teil $P(x, y) - A$ ebenfalls eine Schwenkung um den Winkel $d\gamma$ mitmachen muß. A bewegt sich nach einem Punkte A' . Der senkrechte Anteil dieses Weges ist $d\gamma \cdot x$, der wagerechte ist $d\gamma \cdot y$ (vgl. Fig. 3).

Die Normalkräfte N_x rufen zwischen zwei um ds voneinander entfernten Querschnitten die Achsenverkürzung

$$\frac{ds \cdot \sigma}{E} = \frac{ds \cdot N_x}{E \cdot F}$$

hervor. Auch diese Bewegung setzt sich nach dem Kämpfer A fort, der eine Verschiebung in senkrechtem Sinne um

$$\frac{N_x}{E \cdot F} ds \cdot \sin \varphi$$

in wagerechtem Sinne um

$$\frac{N_x}{E \cdot F} ds \cdot \cos \varphi$$

erfährt, wobei φ der Winkel ist, den die Tangente in $P(x, y)$ an die Bogenachse mit der Wagerechten einschließt.

Außerdem rufen Temperaturänderungen um t° eine Ausdehnung des Bogens in der Form hervor, da er eine ähnliche Figur²⁾ bildet. Kraftäussernd kommt beim symmetrischen Bogen nur die Stützweitenänderung Δl in Betracht, welche mit den üblichen Bezeichnungen $\alpha \cdot t \cdot l$ beträcht.

Die gesamte Verschiebung von A bei elastischer Formänderung aller Bogenelemente sowie einer Temperaturänderung um t° ergibt sich nunmehr zu:

in wagerechtem Sinne

$$\int \frac{M_x}{E \cdot J} ds \cdot y - \int \frac{N_x}{E \cdot F} ds \cdot \cos \varphi + \alpha \cdot t \cdot l \quad (4)$$

²⁾ Die Kämpferfugen behalten also ihre Richtung, Spannungsmomente treten daher nicht auf.

in senkrechtem Sinne

$$\int \frac{M_x}{E \cdot J} ds \cdot x - \int \frac{N_x}{E \cdot F} ds \cdot \sin \varphi \dots \dots (5)$$

Die in Gl. (3), (4) und (5) ausgedrückten Bewegungen können wegen der gegenseitigen Unbeweglichkeit der Widerlager nicht vor sich gehen. Die Größen H , V , M stellen sich am Gewölbe von selbst so ein, daß diese Ausdrücke gleich Null werden.

Unter den in Gl. (2) gemachten vereinfachenden Annahmen folgen nun die Gleichungen:

$$\int \frac{M_x}{E \cdot J} ds = 0 \dots \dots \dots (3')$$

$$\int \frac{M_x}{E \cdot J} ds \cdot y - \int \frac{H}{E \cdot F} ds + \alpha \cdot t \cdot l = 0 \quad (4')$$

$$\int \frac{M_x}{E \cdot J} ds \cdot x - 0 = 0 \dots \dots \dots (5')$$

Wird für M_x der in Gl. (1) gegebene Wert

$$M_0 + M - H \cdot y - V \cdot x$$

eingesetzt, so lauten die Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} \int \frac{M_0}{J} ds + M \int \frac{ds}{J} - H \int \frac{y}{J} ds \\ - V \int \frac{x}{J} ds = 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots (3'')$$

$$\left. \begin{aligned} \int \frac{M_0}{J} ds \cdot y + M \int \frac{ds}{J} y - H \int \frac{y^2}{J} ds \\ - V \int \frac{xy}{J} ds - H \int \frac{ds}{F} + \alpha \cdot t \cdot l = 0 \end{aligned} \right\} (4'')$$

$$\left. \begin{aligned} \int \frac{M_0}{J} ds \cdot x + M \int \frac{x}{J} ds \\ - H \int \frac{xy}{J} ds - V \int \frac{x^2}{J} ds = 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots (5'')$$

(Mit $E =$ konstant erweiterte Form.)

Wie bei allen Verfahren wird auch hier der bisher beliebig angenommene Punkt O so gelegt, daß die wiederholt auftretenden Ausdrücke

$$\int x \frac{ds}{J} = 0; \quad \int y \frac{ds}{J} = 0; \quad \int xy \frac{ds}{J} = 0$$

werden. D. h., wenn man den einzelnen Bogenelementen das Gewicht der zu ihnen gehörigen Größe $\frac{ds}{J}$ erteilt, liegt O im Schwerpunkt dieser

Elemente und die x - und y -Achsen sind Hauptachsen (vgl. Fig. 2). Unter diesen Bedingungen fällt fort: in Gl. (3'') Glied 3 und 4, in Gl. (4'') Glied 2 und 4, in Gl. (5'') Glied 2 und 3.

Die Gleichungen ergeben dann

$$M = - \frac{\int \frac{M_0}{J} ds}{\int \frac{ds}{J}} = - \frac{\int M_0 dw}{\int dw} \quad (3''')$$

$$H = \frac{\int M_0 \frac{y}{J} ds + E \cdot \alpha \cdot t \cdot l}{\int \frac{y^2}{J} ds + \int \frac{ds}{F}} \left. \begin{aligned} &= \frac{\int M_0 \cdot dw \cdot y + E \cdot \alpha \cdot t \cdot l}{\int dw \cdot y^2 + \int \frac{ds}{F}} \end{aligned} \right\} \dots (4''')$$

$$V = \frac{\int M_0 \frac{x}{J} ds}{\int x^2 \frac{ds}{J}} = \frac{\int M_0 dw \cdot x}{\int dw \cdot x^2} \quad (5''')$$

$$dw = \frac{ds}{J}$$

Setzt man an Stelle der differentialen Elemente endlich große, so lauten die Gleichungen

$$M = - \frac{\sum M_0 \cdot w}{\sum w} \dots \dots (3''')$$

$$H = \frac{\sum M_0 \cdot w \cdot y + E \cdot \alpha \cdot t \cdot l}{\sum w \cdot y^2 + \sum \frac{s}{F}} \left. \begin{aligned} &= \frac{\sum M_0 \cdot w \cdot y}{\sum w y^2 + \sum \frac{s}{F}} + \frac{E \cdot \alpha \cdot t \cdot l}{\sum w \cdot y^2 \sum \frac{s}{F}} \end{aligned} \right\} (4''')$$

$$V = \frac{\sum M_0 \cdot w \cdot x}{\sum w \cdot x^2} \dots \dots (5''')$$

Hierbei ist

- s eine beliebige, zweckmäßig überall gleich groß zu nehmende Strecke der Bogenachse;
- x und y sind die Koordinaten der Mittelpunkte aller dieser Strecken, bezogen auf das Achsenkreuz in O;
- J ist das Trägheitsmoment der zu diesen Mittelpunkten gehörigen Querschnitte;
- F ist deren Flächeninhalt;

$w = \frac{s}{J}$ werden die elastischen Gewichte genannt.

Handelt es sich nun um das Aufzeichnen von Einflußlinien für eine wandernde Einzellast, so ist das „Moment der Lasten links vom Schnitte“

$$M_0 = -1(a - x), \text{ wenn } a > x, \\ M_0 = 0 \quad \quad \quad \text{„} \quad a < x$$

(vgl. Fig. 2; M_0 = minus, weil innen Druck entsteht).

Die Zähler der Gl. (3'''), (4''') und (5''') lassen sich damit wie folgt umformen:

$$\sum M_0 \cdot w \cdot y = - \sum_{x=a}^{x=-l/2} (w \cdot y)(a - x) \dots \dots (6)$$

$$\sum M_0 \cdot w \cdot x = - \sum_{x=a}^{x=-l/2} (w \cdot x)(a - x) \dots \dots (7)$$

$$\sum M_0 \cdot w = - \sum_{x=a}^{x=-l/2} w(a - x) \dots \dots (8)$$

Stellt man sich die zu jedem Bogenabschnitte gehörige Größe $w = \frac{s}{J}$ (in Gl. (8)) oder $(w \cdot y)$ in Gl. (6) oder $(w \cdot x)$ in Gl. (7) als eine senkrecht wirkende Kraft vor, so ist deren Produkt mit $(a - x)$ das statische Moment einer solchen Kraft bezüglich eines Punktes mit der Abszisse a, d. i. bezüglich des Angriffspunktes der äußeren Last P = „1“. Gemäß Gl. (6)–(8) sind die Summen dieser Momente zu bilden. Ist der Punkt Abszisse a unveränderlich, d. h. steht eine Einzellast ruhend auf dem Bogen, so ist die Berechnung der Ausdrücke (6)–(8) unschwer durchzuführen. Wandert jedoch die Last, so müßte man für jede Laststellung [z. B. 20 verschiedene a] die Momente der einzelnen w-Kräfte bilden. Damit wäre das Verfahren praktisch zur Unanwendbarkeit für bewegliche Lasten verurteilt, wenn nicht auf dieses gegründet, eine bequeme zeichnerische Lösung möglich wäre.

Die zeichnerische Bestimmung der Größen M, V und H.

Der Gedankengang sei an dem Ausdrucke (8) erörtert. Dieser Ausdruck besagt folgendes: An einem Kragträger wirken eine Anzahl verschiedene senkrechte Kräfte w in unveränderlichen Abständen von der Einspannungsstelle. Es ist das Moment dieser Kräfte bezüglich aller Punkte des Trägers zu bestimmen, d. h. ihre Momentenfläche ist zu zeichnen. Das geschieht mit Kraft- und Seileck in der bekannten Weise. Die Größe des Moments an jeder beliebigen Stelle eines Trägers wird durch die Länge bestimmt, welche die Seillinie und deren Schlußstrahl auf dem Lote durch jeden Momentenpunkt abschneiden. Diese Länge ist mit der Polweite zu multiplizieren.

Für die Ausdrücke (6) und (7) treten an Stelle der w-Kräfte die Kräfte $(w \cdot y)$ und $(w \cdot x)$.

Macht man die Polweite des Kraftecks gleich 1, so hat man in den Ordinaten der Momentenflächen sofort die Größen

$$\sum M_0 \cdot w \dots \dots (8)$$

$$\sum M_0 \cdot w \cdot y \dots \dots (6)$$

$$\sum M_0 \cdot w \cdot x \dots \dots (7)$$

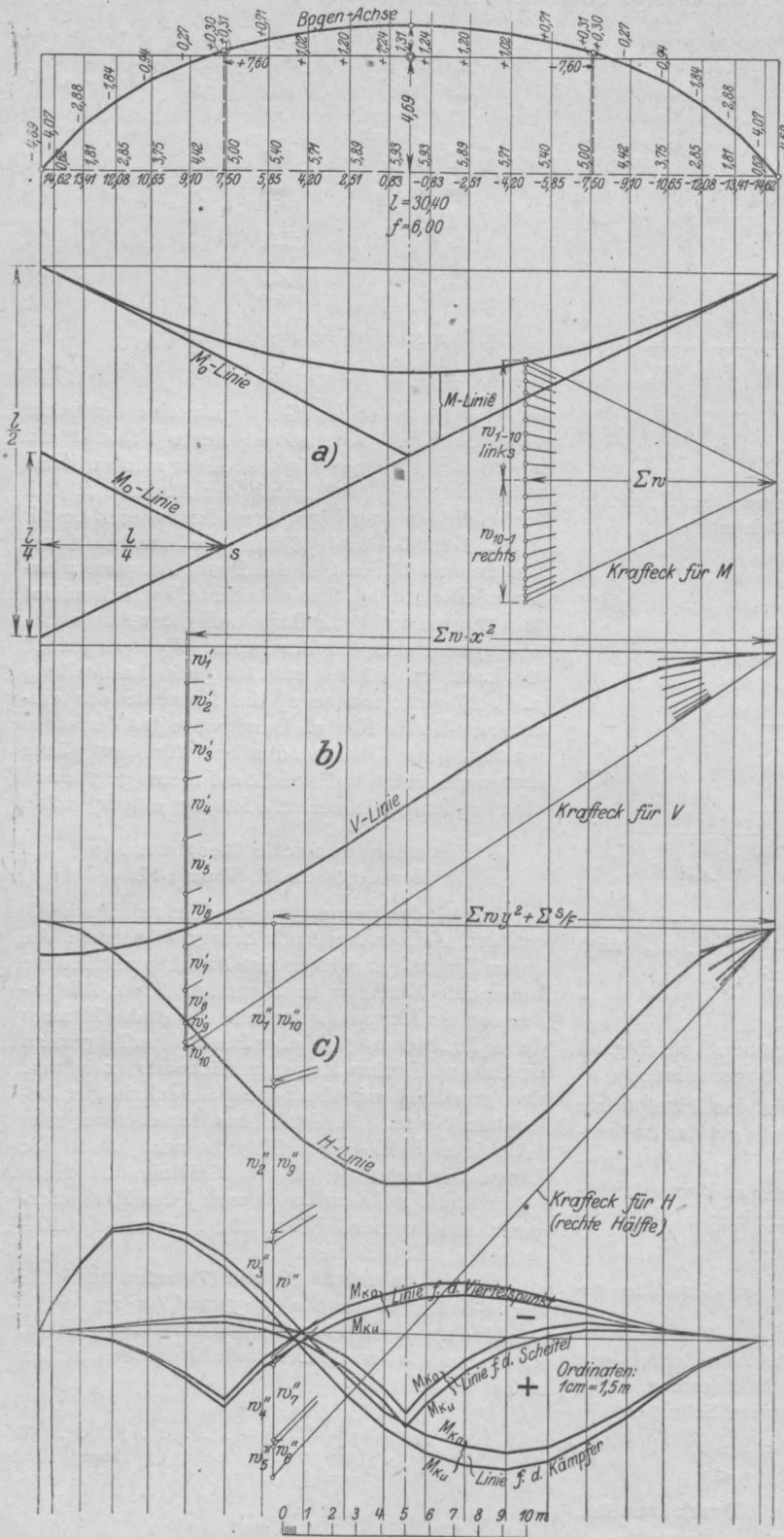


Fig. 4.

Um in den Ordinaten der Einflußlinien ohne weiteres M , H und V zu erhalten, ist es zweckmäßig, die Polweite bei (8) gleich $\sum w$,

bei (6) gleich $\sum w \cdot y^2 + \sum \frac{s}{F}$, bei (7) gleich $\sum w \cdot x^2$ zu machen (vgl. Gl. (3'''), (4''') und (5''')).

Um die Wirkung der so für jede Laststellung (variables a) zu bestimmenden Größen M , H und V auf einen einzelnen Querschnitt (Scheitel, Viertelpunkt und Kämpfer) zu finden, sind die Hebelsarme von H und V bezüglich der Kernpunkte dieser Querschnitte zu bilden und mit diesen sind H und V zu multiplizieren. M wirkt auf alle Querschnitte gleich.

Die Berechnung des Angriffsmoments

$$M_x = M_0 + M - H \cdot y - V \cdot x.$$

Die Einflußflächen von M , V und H sind in Fig. 4 dargestellt und mit a , b und c bezeichnet.

Es wurde als sehr vorteilhaft gefunden, die Größe M_0 in die zeichnerische Ermittlung einzubeziehen, obgleich man zunächst versucht ist, sie rechnerisch zu bestimmen, weil das sehr einfach ist. Man trägt die Einflußfläche von M_0 am besten von der M -Linie aus (Seileck a) ab, indem man auf dem Kämpferlote als Ordinate die Entfernung des untersuchten Schnittes (Scheitel, Viertelpunkt oder Kämpfer) abträgt. Für den Scheitelquerschnitt ist dies $\frac{1}{2}$, für

den Viertelpunkt $\frac{1}{4}$, für den Kämpfer 0. Die M_0 -Einflußlinie ist eine Gerade. Sie

beginnt an dem zu untersuchenden Querschnitte mit der Ordinate 0. Damit ist die M_0 -Fläche bestimmt. Wenn sie in der eben bezeichneten Weise aufgetragen wird, erhält man sofort eine $(M+M_0)$ -Fläche. Senkrecht unter den verschiedenen äußeren Lasten werden nun die Ordinaten der $(M+M_0)$ -Fläche und diejenigen der H - und V -Fläche abgegriffen. Die beiden letzteren sind mit y_{k_0} bzw. y_k und x zu multiplizieren. Mörsch nimmt Kernpunkte an, die die gleiche Abszisse x und die Ordinaten y_{k_0} und y_{k_u} haben. Die beiden Kernpunkte liegen dann, strenggenommen, nicht in dem gleichen Querschnitte. Die beiden Querschnitte, in denen sie liegen, unterscheiden sich aber in Fläche und Widerstandsmoment so wenig, daß diese Ungenauigkeit bei der Spannungsberechnung ohne Belang ist. $(M+M_0)$, $H \cdot y_{k_0}$ (y_{k_u}) und $V \cdot x$ stellt man in einer Tabelle zusammen und bildet alsdann die Ausdrücke

$$M_{k_0} = M_0 + M - H \cdot y_{k_0} - V \cdot x$$

$$M_{k_u} = M_0 + M - H \cdot y_{k_u} - V \cdot x.$$

Die Ermittlung der Spannungen aus Eigengewicht.

Hierzu könnte man die vorstehend gewonnenen Einflußflächen benutzen, indem man die Ordinaten der Einflußlinien mit den zugehörigen Eigengewichten der Brücke multiplizierte³⁾, wenn nicht dadurch, daß positive und negative Flächenteile gleichzeitig belastet und voneinander in Abzug gebracht werden müssen, die Ungenauigkeiten in voller Größe in der Differenz erhalten blieben. Deshalb gibt Mörsch für die Bestimmung der Spannungen aus Eigengewicht ein besonderes, nachstehend angegebenes Verfahren:

Die Eigenlasten erzeugen zunächst bei einem für Eigengewicht geformten Gewölbe nur Normalkräfte, da ja die Stützlinie durch die Schwerpunkte der Querschnitte verläuft. Die so entstehenden Druckspannungen verursachen Zusammendrückungen, insgesamt eine Achsenverkürzung, die bei unveränderlicher Stützweite zu einer Scheitelsenkung, Abflachung am Scheitel, Krümmungsverstärkung am Kämpfer führt. Es entstehen also wiederum an dem bei B eingespannt gedachten gekrümmten Kragträger am Punkte A Gegenwirkungen, die mit H_e , V_e und M_e bezeichnet werden.

Außerdem wirkt bei A auf den Träger die Kämpferkraft R_s — die Endtangente der oben bezeichneten primären Stützlinie für Eigengewicht —, welche wir in H_s und V_s zerlegen.

Zwei um das Maß ds voneinander entfernte Querschnitte stehen also alles in allem unter dem Einflusse der folgenden Größen: Der äußeren Kräfte P sowie H_s , V_s , H_e , V_e und M_e . Die gesamte Formänderung ergibt sich, wie oben in Gl. (3), zu

$$\int \frac{M_x}{EJ} ds \cdot y - \int \frac{N_x}{EF} ds \cos \varphi = 0 \quad (9)$$

$$\int \frac{M_x}{EJ} ds \cdot x - \int \frac{N_x}{EF} ds \sin \varphi = 0 \quad (10)$$

$$\int \frac{M_x}{EJ} ds = 0 \quad (11)$$

Das Moment M_x .

Die Resultierende der Kräfte P und H_s und V_s — d. i. die Stützlinie für jeden Querschnitt — verläuft durch den Schwerpunkt, daher ist das Moment derselben gleich Null. Mithin

$$M_x = M_e - H_e \cdot y - V_e \cdot x \quad (12)$$

(x , y sind wieder die Koordinaten des Schwerpunktes eines zu untersuchenden Querschnittes bezüglich der Wirkungslinien von H_e und V_e).

Die Normalkraft N_x .

$$N_x = N_s + H_e \cdot \cos \varphi + V_e \cdot \sin \varphi \quad (13)$$

oder mit
$$N_s = \frac{H_s}{\cos \varphi}$$

$$N_x = \frac{H_s}{\cos \varphi} + H_e \cdot \cos \varphi + V_e \cdot \sin \varphi \quad (13')$$

Durch Einsetzen von (12) und (13') in (9), (10) und (11) entwickeln sich diese Gleichungen zu:

$$\left. \begin{aligned} M_e \int \frac{y}{J} ds - H_e \int \frac{y^2}{J} ds - V_e \int \frac{xy}{J} ds \\ - H_s \int \frac{ds}{F} - H_e \int \frac{\cos^2 \varphi}{F} ds \\ - V_e \int \frac{\sin \varphi \cdot \cos \varphi \cdot ds}{F} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (9')$$

$$\left. \begin{aligned} M_e \int \frac{x}{J} ds - H_e \int \frac{xy}{J} ds - V_e \int \frac{x^2 \cdot ds}{F} \\ - H_s \int \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi} \cdot \frac{ds}{F} - H_e \int \frac{\sin \varphi \cdot \cos \varphi}{F} ds \\ - V_e \int \frac{\sin^2 \varphi \cdot ds}{F} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (10')$$

³⁾ Dies ist in dem im Handbuch für Eisenbeton durchgeführten Beispiele geschehen und in allen Fällen unumgänglich, wo erhebliche Exzentrizitäten der Stützlinie vorliegen. Ist aber ein Gewölbe nach der Stützlinie geformt, so ist die von Mörsch angegebene Rechnungsweise bedeutend einfacher.

$$M_e \int \frac{ds}{J} - H_e \int \frac{y \cdot ds}{J} - V_e \int \frac{x \cdot ds}{J} = 0 \quad (11')$$

Werden, wie immer,

$$\int \frac{x \cdot ds}{J} = 0; \quad \int \frac{y \cdot ds}{J} = 0; \quad \int \frac{x \cdot y \cdot ds}{J} = 0$$

gesetzt (erhält 0 die gleiche Lage wie vorhin), so fallen fort:

in Gleichung	die Glieder
9'	1, 3
10'	1, 2
11'	2, 3

Infolge der Spiegelbildlichkeit der Belastung und der Bogenform entspricht jedem Elemente links vom Scheitel ein gleiches rechts davon. Daher

$$ds \cdot \cos \varphi \text{ links} = - ds \cdot \cos \varphi \text{ rechts,}$$

$$ds \cdot \sin \varphi \text{ links} = ds \cdot \sin \varphi \text{ rechts.}$$

Deshalb ist:

$$\int \frac{ds \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi}{J} = 0; \quad \int \frac{ds \cdot \sin \varphi}{J \cdot \cos \varphi} = 0$$

Damit fallen weiter fort:

in Gleichung	die Glieder
9'	6,
10'	4, 5
11'	—

Es wird also:

$$\left. \begin{aligned} M_e \int \frac{ds}{J} - 0 - 0 = 0, \\ M_e = 0 \end{aligned} \right\} \dots (11')$$

daher

$$\left. \begin{aligned} 0 - 0 - V_e \int \frac{x^2 \cdot ds}{J} - \\ 0 - 0 - V_e \int \frac{ds \cdot \sin^2 \varphi}{F} = 0 \end{aligned} \right\} \dots (10')$$

$$\text{oder } V_e \left(\int \frac{x^2 \cdot ds}{J} + \int \frac{\sin^2 \varphi}{F} \right) = 0$$

daher

$$V_e = 0$$

$$\left. \begin{aligned} 0 - H_e \int \frac{y^2 \cdot ds}{J} - H_s \int \frac{ds}{F} \\ - H_e \int \frac{\cos^2 \varphi \cdot ds}{F} - 0 = 0 \end{aligned} \right\} \dots (9')$$

Daraus:

$$H_e = - \frac{H_s \int \frac{ds}{F}}{\int y^2 \cdot \frac{ds}{J} + \int \frac{\cos^2 \varphi \cdot ds}{F}} \quad (9'')$$

$\int \frac{\cos^2 \varphi \cdot ds}{F}$ ist verschwindend klein gegen

$\int \frac{y^2 \cdot ds}{J}$, es wird daher vernachlässigt, und

man erhält:

$$\left. \begin{aligned} H_e &= - \frac{H_s \int \frac{ds}{F}}{\int y^2 \cdot \frac{ds}{J}} \quad (9''') \\ V_e &= 0 \quad (10''') \\ M_e &= 0 \quad (11''') \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Die Verkürzung der} \\ \text{Achse unter der Wir-} \\ \text{kung der Stützkraft} \\ \text{erzeugt also nur eine} \\ \text{statisch unbestimmte} \\ \text{Größe, die Zusatz-} \\ \text{bogenkraft } H_e. \end{array}$$

Die in Gl. (9''') vorkommenden Integrale $\int \frac{ds}{F}$ und $\int y^2 \cdot \frac{ds}{J}$ werden bei der Berechnung in Summen endlicher Größen verwandelt. Diese sind bereits in Abschnitt I bei Ermittlung der Spannungen aus Verkehrslast zu berechnen gewesen und sind hier nur zu übernehmen. Sind H_e aus Gl. (9''') und H_s aus dem zur Stützlinie gehörigen Kraftecke gewonnen, so berechnen sich die Randspannungen wie folgt:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_o &= \frac{H_s}{\cos \varphi F} + \frac{H_e \cdot y_{ku}}{J} (-r) \\ \sigma_u &= \frac{H_s}{\cos \varphi F} + \frac{H_e \cdot y_{ko}}{J} (+r) \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} r = \text{Rand-} \\ \text{abstand} \end{array}$$

Die Ermittlung der Spannungen aus Temperaturänderungen.

Eine Verkürzung der Achse, das Streben, die Kämpferpunkte gegeneinander zu verschieben, ist auch hier die Ursache einer Bogenkraft (H_t).

Bei H_e war die Verkürzung der Stützweite, 1

$$H_s \cdot \frac{1}{E} \cdot \sum \frac{s}{F}$$

Hier beträgt sie

$\alpha \cdot t \cdot l$.

Daher ergibt sich eine Gleichung

$$H_t = H_e \cdot \frac{\alpha \cdot t \cdot l \cdot E}{H_s \cdot \sum \frac{s}{F}}$$

oder unter Benutzung von Gl. (9'') für H_e

$$H_t = \frac{\alpha \cdot t \cdot l \cdot E}{\sum w \cdot y^2} \dots \dots (9''')$$

$$\sigma_o = \frac{H_t \cdot y_{k_o}}{W}; \quad \sigma_u = \frac{H_t \cdot y_{k_u}}{W}$$

Dies ist auch ohne weiteres aus Gl. (3''') zu entnehmen, sofern man $\sum \frac{s}{F}$ auch dort vernachlässigt.

Das Beispiel.

Es handelt sich um ein Gewölbe von 30,4 m Stützweite und 6,0 m Pfeilhöhe. Die Achse ist nach der Stützlinie für Eigengewicht geformt und die Querschnitte wachsen vom Scheitel nach dem Kämpfer zu nach dem viel benutzten Gesetze $h = h/\cos \varphi$ an, das hier nur der Einfachheit halber angenommen worden ist, damit aber nicht als das in allen Fällen zweckmäßigste bezeichnet werden soll. Die Bewehrung beträgt in allen Querschnitten 2 ‰. (Genau wird das in der Praxis nicht innezuhalten sein, annähernd wird es sich aber erreichen lassen.) Die Scheitelstärke ist 0,45 m.

Bei $n = 15$ und einer Entfernung der Eisenlagen von der Mitte des Querschnittes um 0,45 h ergeben sich:

Ideelle Fläche des Querschnittes

$$F_i = h + 0,02 \cdot 15 \cdot h = 1,30 h$$

Ideeles Trägheitsmoment

$$J_i = \frac{h^3}{12} + 0,02 \cdot 15 \cdot 0,45^2 \cdot h^3 = 0,144 h^3$$

Der Bogen ist in 20 gleiche Abschnitte von der Achsenlänge $s = 1,70$ m geteilt worden. Die Koordinaten der Mittelpunkte dieser Achsenabschnitte x und y' (bezogen auf eine Wagerechte durch die Kämpfer), die zu den Mittelpunkten gehören, in großem Maßstabe zeichnerisch ermittelten Querschnittshöhen, die daraus berechneten Trägheitsmomente J_i und die elastischen Gewichte $w = \frac{s}{J_i}$ sowie die Produkte $w \cdot y'$ sind in einer Tabelle zusammengestellt worden. Die Lage des Schwerpunktes der elastischen Gewichte ergibt sich aus

$$\frac{\sum w \cdot y'}{\sum w} = \frac{9146}{1948} = 4,69 \text{ m}$$

oberhalb der Kämpferwagerechten.

Die auf das Achsenkreuz in diesem Schwerpunkte bezogenen Ordinaten y sind ebenfalls in die Tabelle eingetragen worden, ebenso die Produkte $w \cdot x$, $w \cdot y$, $w \cdot x^2$, $w \cdot y^2$ und die Größen $\frac{1}{h}$.

Es haben sich ergeben:

$$\sum w \cdot x^2 = 121\,900 \text{ m} - 1$$

(Polweite in dem Krafteck für V , in welchem der Kräftezug von den Kräften $w \cdot y$ gebildet wird).

$$\sum w \cdot y^2 = 4084,$$

$$\sum \frac{s}{F} = \sum \frac{s}{1,30 \cdot h} = \frac{4,70}{1,30} \sum \frac{1}{h},$$

$$\sum \frac{1}{h} = 40,0,$$

$$\text{daher} \quad \sum \frac{s}{F} = 40,0 \cdot \frac{1,70}{1,30} = 52,2 \text{ m} - 1.$$

Also

$$\sum w \cdot y^2 + \sum \frac{s}{F} = 4084 + 52,2 (=) 4136 \text{ m} - 1$$

(Polweite in dem Krafteck für H , in welchem der Kräftezug durch die $w \cdot x$ -Kräfte gebildet wird).

$$\sum w = 1948 \text{ m} - 3$$

(Polweite in dem Krafteck für M , in welchem der Kräftezug von den Kräften w gebildet wird).

Mit diesen Kraftecken sind nun die Einflußlinien der Größen H , V und M (Fig. 4 c, b, a) aufgezeichnet worden.

An die Einflußfläche a sind für den Scheitel und den Viertelpunkt die M_0 -Flächen noch in ohne weiteres verständlicher Weise angesetzt worden.

Aus einer Tabelle 2 gehen die Größen $M + M_0$, $H \cdot y_{k_o}$ ($H \cdot y_{k_u}$) und $V \cdot x$ hervor. Die gemäß Gl. (1) gebildeten Summen

$$M_{k_o} = M_0 + M - H \cdot y_{k_o} - V \cdot x$$

$$M_{k_u} = M_0 + M - H \cdot y_{k_u} - V \cdot x$$

sind in den folgenden Spalten dieser Tabelle gebildet und auf den 20 Lotrechten unter den Achsenpunkten als Ordinaten der Einflußlinien aufgetragen worden. Die Inhalte der Einflußflächen, sowie die bei Anbringung des Belastungsgleichwertes von 1,25 t/qm entstehenden Momente und die Randspannungen sind aus der hier wiedergegebenen 3. Tabelle zu ersehen.

Die Einwirkung der Temperaturänderung:
 $t = \pm 10^\circ$

Nach Gl. (4''') S. 67

$$H_t = \frac{\alpha \cdot t \cdot l \cdot E}{\sum w \cdot y^2 + \sum \frac{s}{F}} = \frac{10 - 5 \cdot 10 \cdot 30,4 \cdot 2100000}{4136} = \pm 1,542 \text{ t}$$

Die Einwirkung des Eigengewichtes:

Nach Gl. (9''') S. 73

$$H_e = - \frac{65,0 \cdot 52}{4084} = - 0,825 \text{ t}$$

Die Randspannungen, die bei allen vorstehend behandelten Einwirkungen entstehen, sind in untenstehender Zahlentafel zusammengestellt.

Die vorstehende Berechnung weist gegenüber der ihr zugrunde liegenden Veröffentlichung in der Schweiz. Bauzeitung nichts Neues auf, außer der Einbeziehung der M_0 -Linie in die M-Linie und außer der Einsetzung der Nenner

$$\sum w, \sum w \cdot x^2 \text{ und } \sum w \cdot y^2 + \sum \frac{s}{F}$$

für M, V und H in die Polweiten der Kraftecke. Erspart das letztere zunächst eine ziemliche Reihe von Divisionsrechnungen, so bietet sich hierdurch andererseits eine besondere Übersichtlichkeit für die nun zu behandelnde Frage:

Bisher ist nach den alten preußischen Bestimmungen mit $n=15$ gerechnet worden. Die neuen Bestimmungen verlangen bekanntlich, daß Formänderungen (und die hieraus sich ergebenden stat. unbestimmten Größen unter Zugrundelegung von $n=10$ berechnet werden, während zur Bestimmung der Tragfähigkeit eines Querschnittes nach wie vor $F_i = b \cdot h + 15 f_e$ zu bilden ist.

Die für die Formänderung maßgebenden

Zusammenstellung der Spannungen (t/qm).

Untersuchter Querschnitt	Scheitel				Viertelpunkte				Kämpfer			
Widerstands-Mom. W . .	0,0583				0,0636				0,1252			
Randspannung.	σ_u		σ_o		σ_u		σ_o		σ_u		σ_o	
Hebelarm von $H=y$. .	1,41		1,21		0,41		0,21		-4,48		-4,90	
Bei einem Werte von . .	n=15	n=10	n=15	n=10	n=15	n=10	n=15	n=10	n=15	n=10	n=15	n=10
Eigen- $\left\{ \begin{array}{l} \sigma = H_s/F \dots \\ \sigma = \frac{H_e \cdot y}{W} \dots \end{array} \right.$ gewicht	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110
	- 20	- 19	+ 17	+ 16	- 5	- 5	+ 3	+ 3	+ 30	+ 28	- 32	- 30
Eigengewicht	+ 90	+ 91	+ 127	+ 126	+ 105	+ 105	+ 113	+ 113	+ 140	+ 138	+ 78	+ 80
Temperatur $\left\{ \begin{array}{l} +10^\circ \dots \\ -10^\circ \dots \end{array} \right.$ $\frac{H_t \cdot y}{W}$	+ 37	+ 32	- 33	- 28	+ 10	+ 9	- 5	- 4	- 55	- 47	+ 61	+ 52
	- 37	- 32	+ 33	+ 28	- 10	- 9	+ 5	+ 4	+ 55	+ 47	- 61	- 52
Verkehr $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pos. Fläche} \dots \\ \text{Neg. Fläche} \dots \end{array} \right.$ 1,25 t/qm	- 129	- 129	+ 181	+ 181	- 113	- 113	+ 133	+ 133	- 261	- 261	+ 328	+ 328
	+ 70	+ 70	- 41	- 41	+ 214	+ 214	- 157	- 157	+ 157	+ 157	- 139	- 139
σ_{\max} . . .	+ 197	+ 193	+ 341	+ 335	+ 329	+ 328	+ 251	+ 250	+ 352	+ 342	+ 467	+ 460
σ_{\min} . . .	- 76	- 70	+ 53	+ 57	- 18	- 17	- 49	- 48	- 176	- 170	- 122	- 111

Größen sind in folgender Zusammenstellung in Vergleich gesetzt:

	F_i	$\frac{s}{F_i}$	J_i	w
Allgemein Bei $b = 1$	$h + 0,02 \cdot n \cdot h$	$\frac{s}{F_i} = \frac{1,70}{F_i}$	$\frac{h^3}{12} + 0,02 \cdot n \cdot 0,45^2 \cdot h^3$	$\frac{s}{J_i} = \frac{1,70}{J_i}$
Bei $n = 15$	1,3 h	1,308 $\frac{1}{h}$	0,144 h ³	11,8 $\frac{1}{h^3}$
Bei $n = 10$	1,2 h	1,416 $\frac{1}{h}$	0,124 h ³	13,7 $\frac{1}{h^3}$
Werte für $n = 10$ Werte für $n = 15$	0,924	1,082	0,863	1,165

Welche Änderungen treten nun ein, wenn man die mit $n = 10$ statt der mit $n = 15$ gebildeten Werte verwendet?

1. Eigengewicht:

$$H_e = \frac{H_s \cdot \sum \frac{s}{F}}{\sum w \cdot y^2} \dots \dots \dots (9'')$$

Der Nenner steigert sich auf das 1,165fache, der Zähler auf das 1,082fache.

$$H_{e(n=10)} = \frac{1,082}{1,165} \cdot H_{e(n=15)}$$

H_e verringert sich hierbei um 7 0/0.

2. Temperatur:

$$H_t = \frac{\alpha \cdot t \cdot l \cdot E}{\sum w \cdot y^2} \dots \dots \dots (9''')$$

Der Nenner steigt sich auf das 1,165fache, der Zähler bleibt erhalten.

$$H_{t(n=10)} = H_{t(n=15)} \cdot \frac{1}{1,165}$$

H_t verringert sich um 14 0/0.

3. Verkehr:

$$M = \frac{\sum M_0 \cdot w}{\sum w} \dots \dots \dots (5''')$$

$$V = \frac{\sum M_0 \cdot w \cdot x}{\sum w \cdot x^2} \dots \dots \dots (4''')$$

Hier sind sowohl Zähler wie Nenner mit 1,165 zu multiplizieren. Daher keine Änderung.

$$H = \frac{\sum M_0 \cdot w \cdot y}{\sum w \cdot y^2 + \sum \frac{s}{F}} \dots \dots (3''')$$

Der Zähler wächst auf das 1,165fache, der Nenner erhält außer diesem Zuwachs noch eine Vergrößerung durch die Änderung von $\sum \frac{s}{F}$. Im vorliegenden Falle war

$$\left. \begin{aligned} \sum w \cdot y^2_{(n=15)} &= 4084 \\ \sum \frac{s}{F}_{(n=15)} &= 52,2 \end{aligned} \right\} 4136$$

$$\left. \begin{aligned} \sum w \cdot y^2_{(n=10)} &= 4758 \\ \sum \frac{s}{F}_{(n=10)} &= 56,6 \end{aligned} \right\} 4815$$

$$\text{Nenner}_{(n=10)} = \text{Nenner}_{(n=15)} \cdot \frac{4815}{4136}$$

Der Wert des Bruches für H wächst also an auf das $\frac{1,165}{4815} \cdot 4136$ fache

$$H_{(n=10)} = H_{(n=15)} \cdot 0,001$$

$H_{(n=10)}$ ist um 1 0/00 größer als $H_{(n=15)}$

Dieser Fehler kann vernachlässigt werden.

Anwendung auf die Einflußlinien.

Da die Einflußlinien für M , V und H mit den Nennern der Ausdrücke 3''', 4''' und 5''' als Pol-

werten gezeichnet sind, und da sich diese Nenner ebenso ändern wie die den Kräftezug bildenden Zähler, bleiben die Richtungen der Seilstrahlen und damit die Seilecke, d. s. die Einflußlinien für die statisch unbestimmbaren Größen M , V und H vollkommen unverändert.

Das Vorstehende läßt sich zusammenfassen zu folgenden Sätzen:

Vorher sei noch darauf aufmerksam gemacht, daß die Herabsetzung der Zahl n von 15 auf 10 für die Bestimmung der statisch unbestimmten Größen gleichbedeutend ist mit einer Verringerung der Eisenmenge auf $\frac{2}{3}$ ihres Querschnittes.

Für die Verkehrslasten ist die Herabsetzung der Zahl n von 15 auf 10 oder die Verringerung der Eiseneinlage von $\alpha\%$ auf $\beta\%$ des Abschnittes ohne Einfluß auf die statisch unbestimmbaren Größen.

Dasselbe gilt bei Veränderung der Querschnittshöhe, sofern nur immer das gegenseitige Verhältnis den Höhen der verschiedenen Querschnitte (z. B. $h = \frac{h_s}{\cos \alpha}$) gewahrt bleibt.

Man kann also, wenn sich der Bogenquerschnitt als zu schwach erwiesen hat, die Bogenstärke oder die Bewehrung vergrößern, ohne daß sich die Größen M , V und H ändern, und ohne daß man neue Einflußlinien zu zeichnen braucht, sofern die Bogenachse und das Verhältnis der Querschnitte zueinander erhalten bleibt.

Eigengewicht und Temperaturänderungen.

Hier entsteht bei der Ersetzung von $n=15$ durch $n=10$ eine Verringerung der aus der Achsenverkürzung folgenden Bogenkräfte H_0 und H_1 .

Der Bogen hat — rechnerisch — an Steifigkeit eingebüßt.

Es könnte zunächst erstaunlich erscheinen, daß bei Verkehrslast eine Veränderung von M , V und H in Abrede gestellt wird, während sie für Eigengewicht und Temperatur zugegeben wird.

Gleichungen (3'''), (4''') und (5''') einerseits und (9'') und (9''') andererseits lassen die Tatsache aber ohne weiteres erkennen. Der Unterschied in den beiden Fällen rührt daher, daß außer der unbekannten Bogenkraft H_0 , H_1 oder H_2 bei Verkehr noch andere Größen (M_0 , M , V), Momente und Querschnittsverdrehungen $d\gamma$ hervorrufen, während bei Eigengewicht die in die Achse fallende Stützenkraft nur Zusammendrückungen d_s erzeugt. Dabei treten dort auch im Zähler Größen w auf, während hier nur die Größe $\frac{s}{F}$ auftritt.

Ebenso fehlt bei Temperaturänderung die Wirkung anderer Momente, als der von H_1 selbst herrührenden, daher die w -Kräfte auch hier nur im Nenner.

Die Änderung der maximalen und minimalen Spannung an den verschiedenen Querschnitten machen — wie aus Tabelle S. 72 ersichtlich — bisweilen bis 10% aus. Jedoch an den Stellen, wo die Grenzen der zulässigen Spannungen erreicht werden, d. i. im Beispiele $\sigma_{0\max}$ und $\sigma_{u\min}$ am Kämpfer, beträgt die Abweichung nur 3–4%.

Zusammenfassend kann man sagen:

Die Einführung von $n=10$ für die Bestimmung der Formänderungen erweist sich bei der Spannungsberechnung als günstig, da die Bogenkraft geringer wird. Erheblichen Einfluß auf die Ausbildung der Querschnitte hat die Abänderung der Bestimmung bei Gewölben jedoch nicht.

UNFALLSTATISTIK DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

17. Einsturz einer Hohlsteindecke.

Die Decken in einem Schulhausneubau bestanden aus Eisenbetonrippen von 6,46 m Stützweite, deren Zwischenräume mit Hohlsteinen ausgefüllt waren. Die Decke über dem 2. Stockwerk hatte als Einzellast eine Holzsäule zur Unterstützung des Daches zu tragen und war zu diesem Zwecke mit einer Verstärkungsrippe versehen. Die Bauleitung für den Neubau wurde von der Schulgemeinde dem Architekten A. und die Ausführung der Eisenbetonarbeiten dem Maurermeister B. übertragen, mit dem vereinbart wurde, daß er der Baupolizei gegenüber die alleinige Verantwortung für die Güte und Konstruktion der Eisenbetonarbeiten trüge. Die Berechnung der

Hohlsteindecke wurde von einer Eisenbetonbau-firma C. aufgestellt, mit der Unterschrift des Architekten A. der Baupolizei zur Prüfung eingereicht und erhielt den baupolizeilichen Vermerk: „Die Genehmigung kann erteilt werden, die Eisenbetonkonstruktionen sind jedoch noch statisch nachzuweisen.“ Der Architekt A., dessen Vorbildung für Eisenbetonbau-Berechnungen nicht ausreichte, überließ dem Maurermeister B. die Nachprüfung der Berechnung und drängte, als dieser keine Bedenken hatte, die Decke in der vorgeschlagenen Weise auszuführen, auf beschleunigte Fertigstellung. Die Berechnung war jedoch tatsächlich falsch und ergab zu geringen Eisenquerschnitt.

Die nach dem beanstandeten Entwurfe ausgeführten Decken über dem Keller und 1. Stockwerk wurden ausgeschalt und zeigten keinerlei Risse. Die Decke über dem 2. Stockwerk wurde von einem nach militärischer Einziehung der zuerst beschäftigten Maurer eingestellten Polier ausgeführt. Der Beton wurde einmal trocken und einmal naß gemischt, der verwendete Sand hatte lehmige Beimengungen und die Decke war während eines achttägigen Regens der auslaugenden Wirkung des durchtropfenden Wassers ausgesetzt. Vor der Ausschalung wurde die Decke mit 2000 Stück Dachziegeln belastet. Als die Stützen der Verschalung entfernt wurden, stürzte die Decke ein und durchschlug die Decke des darunter liegenden Stockwerks, wobei ein Arbeiter schwer und ein zweiter leicht verletzt wurden. Die einzelnen Stampfschichten der eingangs erwähnten Verstärkungsrippe hatten sich beim Einsturz völlig voneinander abgeschält. Die übrigen, fehlerhaft ausgeführten, aber nicht eingestürzten Decken sind später abgetragen worden.

Die vom Gericht über die Unfallursachen be-

fragten Sachverständigen führen den Einsturz übereinstimmend auf die schlechte Ausführung und die falsche Berechnung zurück. Ein Teil der Sachverständigen hob hervor, dass das unvorsichtige Wegschlagen der Stützen in der Decke Risse erzeugt haben müsse. Gegen den Architekten A. wurde Anklage wegen fahrlässiger Körperverletzung erhoben. Er wurde in der ersten Instanz verurteilt, weil das Gericht in der Inangriffnahme der Bauarbeiten vor der polizeilichen Genehmigung eine grobe Fahrlässigkeit und Vernachlässigung der Berufspflichten erblickte. Die Berufungsinstanz hob das erste Urteil auf und sprach den Angeklagten frei, da die fehlerhafte Ausführung der Verstärkungsrippe kein ausreichender Grund zur Verurteilung sei; die Eisenbetonbauweise sei so neu, daß der Angeklagte während seiner Ausbildungszeit keine Gelegenheit gehabt habe, sich damit zu befassen, auch sei nach Angabe der Sachverständigen durch die fehlerhafte Ausführung der Rippe allein noch kein gefahrdrohender Zustand geschaffen worden.

L. M.

AUS DER HÖCHSTEN INSTANZ.

Klage der A. E. G. gegen die Zementzentrale auf Feststellung eines Zementlieferungsvertrages.

Entscheidung des Reichsgerichts vom 19. März 1918.

sk. Leipzig, 19. März. (Nachdr. verb.) Am 29. Juni 1916 erging eine Bundesratsverordnung, wonach Verträge über die Lieferung von Zement, durch welche eine Lieferpflicht für die Zeit nach dem 31. Dezember 1916 begründet werden sollte, vor dem 1. Dezember 1916 nicht geschlossen werden dürften (§ 1, Abs. 1). Verträge, welche dieser Vorschrift zuwider liefen, wurden für nichtig erklärt (Abs. 3). Der Grund für diese Maßnahme lag in der Befürchtung eines schrankenlosen Wettkampfes auf dem Gebiete der Zementindustrie, wodurch diese in ihrer Wettbewerbsfähigkeit mit dem Auslande in der Zeit nach dem Kriege beeinträchtigt werden könnte. In dem folgenden Rechtsstreit handelte es sich nun um die Frage, ob die Verordnung des Bundesrats sich auch auf vor dem 29. Juni 1916 abgeschlossene Verträge erstreckte, was das Reichsgericht verneint hat.

Bekanntlich hatte die A. E. G. im Jahre 1913 den Bau einer Schnellbahn von Gesundbrunnen nach Neukölln quer durch Berlin in Angriff genommen. Am 23. Dezember 1913 schloß sie mit der Zementzentrale in Berlin einen Vertrag, wonach sich letztere zur Lieferung des für den Bahnbau nötigen Zementes für die Jahre 1914—1916

verpflichtete. Die A. E. G. ließ sich ferner eine Option einräumen, wodurch sie das Recht erhielt, auch über den 31. Dezember 1916 hinaus zu den gleichen Bedingungen und Preisen Lieferung des für die Fertigstellung der Bahn notwendigen Zementes zu verlangen; die Erklärung über die Ausübung dieser Option hatte bis zum 1. Oktober 1916 zu erfolgen. Diesem Verträge trat die Portland-Zement-Fabrik Rüdersdorf bei. Als nun die A. E. G. am 20. Juli 1916 erklärte, von der Option Gebrauch machen zu wollen, lehnte die Verkäuferin dies ab, und zwar mit dem Bemerken, die Option verstoße gegen die Verordnung vom 29. Juni 1916. Außerdem machte sie geltend, die Lieferung sei ihr durch den Krieg unmöglich geworden, es verstoße auch die Ausübung der Option seitens der A. E. G. gegen Treu und Glauben. Nunmehr erhob die A. E. G. gegen die Zentrale und gegen die Fabrik Rüdersdorf Klage auf Feststellung, daß die Gegenseite zur Lieferung per 1917 verpflichtet sei. Sowohl das Landgericht Berlin wie auch das Kammergericht wiesen indessen die Klage ab. Das Kammergericht nahm den Standpunkt ein, die Einräumung der Option seitens der Beklagten an die Klägerin stelle ein Vertragsangebot dar, welches an sich

eine Pflicht zur Lieferung noch nicht begründe. Eine solche werde erst geschaffen, nachdem die Klägerin erkläre, von der Option Gebrauch machen zu wollen. Diese Erklärung sei aber nach der Verordnung vom 29. Juni 1916 nichtig, da sie eine Lieferung für die Zeit nach dem 31. Dezember 1916 vorsehe.

Diese Entscheidung wurde vom Reichsgericht aufgehoben, welches hierfür folgende Gründe gab: Es ist davon auszugehen, daß ein einheitlicher Vertrag über das für den Bahnbau nötige Gesamtquantum an Zement abgeschlossen wurde. Von einem bloßen Vertragsangebot kann hinsichtlich der Option nicht gesprochen werden. Es besteht eine endgültige Übernahme der Lieferpflicht seitens der Beklagten, der ein Recht der Klägerin auf Lieferung in der ersten wie in der zweiten Periode entspricht. Allerdings ist die Lieferpflicht für die zweite Periode insofern bedingt, als die Klägerin erst ihren Willen zum weiteren Bezuge erklären mußte. Damit entfällt die Auffassung des Vorderrichters, als ob erst die am 20. Juli 1916 abgegebene Erklärung der Klägerin eine vertragliche Bindung für die Lieferung

per 1917 zustande gebracht hätte. Die Bindung ist vielmehr schon vorher erfolgt. Hiernach fällt der ganze Vertrag aus dem Rahmen der Verordnung vom 29. Juni 1916 heraus. Daß die Verordnung endlich die von der Revision behauptete Bedeutung hätte und auch die vor dem 29. Juni 1916 geschlossenen Verträge, welche eine Lieferpflicht für die Zeit nach dem 31. Dezember 1916 begründeten, für nichtig erklären wollte, kann nicht zugegeben werden. Der Wortlaut des Absatz 3 im § 1 läßt eine solche Deutung nicht zu. Es sollte hier nur im Hinblick auf § 134 B. G. B. Klarheit darüber geschaffen werden, daß dem Absatz 1 zuwider geschlossene Rechtsgeschäfte nichtig seien. Es ist ausgeschlossen, dem Absatz 3 eine Bedeutung zu unterlegen, welche über den Rahmen des Absatz 1 noch hinausgeht. Es ist auch nicht anzunehmen, daß der Gesetzgeber, selbst in Kriegszeiten, die Absicht gehabt haben sollte, an die einmal bestehenden Verträge heranzugehen. — Zur Prüfung der weiteren von den Beklagten vorgebrachten Einwendungen wurde die Sache an das Kammergericht zurückverwiesen. (Aktenzeichen II. 296/17).

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

I. Der Baustoff.

Seine Herstellung, Bearbeitung und Eigenschaften. Baustoffuntersuchungen.

Neue Mörtelstoffe. In Tonind.-Ztg. 1918, Nrn. 5, 9 und 12 führt Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde, die drei D. R. P. 293825, 300397 und 301118 des Herrn Kgl. Bauinspektors a. D. Johannes Mühlen, Wiesbaden, in eingehender Betrachtung vor. Diese Patente bedeuten hiernach eine sehr wichtige Bereicherung unserer Verbindungsbaustoffe. Es handelt sich um die industrielle Herstellung reinen Kalkhydrats (ohne treibende Grieße) und um die Erzeugung eines als Zementhydrat bezeichneten, portlandzementähnlichen, hydraulischen und nicht treibenden Bindemittels, das sich vor allem zur Herstellung von verlängertem Zementmörtel eignet, unter Benutzung eines Rohgutes, bei dem die Zusammensetzung in ganz bedeutend weiteren Grenzen schwanken kann, als wenn man Portlandzement herstellen will. Die Veröffentlichung ist für jeden Mörtelfachmann wichtig.

Ölièreservoirs von gewapend beton. Von Ir. Verheij. Eine wertvolle Zusammenstellung von Erfahrungen über 1) die Zerstörbarkeit und 2) die Durchlässigkeit von Ölbehältern aus Eisenbeton. Nur organische Öle wirken zerstörend.

Der Kalk im Beton wird durch Versteifung der Öle ausgezogen, muß also gebunden werden. Entweder lange Wartezeit, bis kohlenaurer Kalk entstanden ist oder Beimengungen von Puzzolanen (Traß) (auch Hochofenzement dürfte gute Dienste tun — der Verf.). Die erste Frage ist als gelöst zu betrachten. Die offensichtliche Durchlässigkeit der Betonbehälter — ein wasserdichtes Becken lief, mit Petroleum gefüllt — in 24 Stunden leer — scheint am besten durch Auskleidung mit dünnen, geschweißten Blechplatten beseitigt zu werden. Die teilweise nicht ungünstigen Erfahrungen mit Leimanstrich und nachträglicher Überstreichung mit Kalibichromat, mit Inertol, mit Ceresit, die Auskleidung mit Glasplatten (Fugen!) u. a. konnten Verheij nicht zur Anwendung dieser Mittel bestimmen. Blechverkleidete Behälter seien, wenn man alle Umstände einrechne, wirtschaftlicher als eiserne. Es folgt dann die Beschreibung zweier größerer Behälter, die Verheij ausgeführt hat. Zahlreiche Bilder. Gewapend Beton 1915, Maiheft.

Kann Gaswasser Beton oder Eisenbeton anfressen oder zerstören? Von B. Haas, Leipzig. Die Veröffentlichungen von Dr. Ott in der Chemiker-Zeitung angreifend, gibt Verfasser die Mittel an, mit denen man widerstandsfähige Behälter herstellen kann. Vor allem darf in der

Nähe von Wandungen CaO und Ca(OH)_2 nicht vorhanden sein (Hochofenzement!) Herstellungsvorschriften. Beton u. Eisen 1918, Nr. 2/3.

Rasche Feststellung der Zerrieselungsfähigkeit von Hochofenschlacke. Dr. A. Guttman greift in Tonind.-Ztg. 1918, Nr. 12, die von B. Haas ebenda 1917, Nr. 115, gemachten Angaben über ein solches Verfahren auf und wünscht eine wissenschaftliche Darlegung darüber, da es anscheinend geeignet sein solle, sein eigenes optisches, weniger einfaches Verfahren zu ersetzen.

Schädigungen und Erkrankungen des Zements. Zeitschr. d. V. d. Ing., Nr. 49, entnimmt der Frankf.-Ztg. vom 7. 10. 1917 eine sehr zusammenfassende Erläuterung über das Wesen, das Entstehen und die Verhütung der Bildung des Kalzium-Sulfoaluminats, „Zementbazillus“ genannt. (Schutz auch durch Hochofenzement!)

Schuppen für lose Lagerung von Zement. Von Dipl.-Ing. S. Kiehne. Für Fälle größeren Zementverbrauches dürfte sich die Anlage solcher Schuppen, zu denen auch überzählig gewordene Baracken leicht umgebaut werden können, recht empfehlen. Tonind.-Ztg. 1918, Nr. 21.

Der Erhärtungsverlauf von Portlandzement und Portlandzementmörtel. Fritz Eiselen bespricht die gleich betitelten Mitteilungen des Kgl. Material-Prüfungs-Amtes in Großlichterfelde 1917, Heft 2 und 3 in der D. Bau-Ztg. 1918, Zementbeilage Nr. 3 u. 5.

II. Theorie.

Statik, Festigkeitslehre, Bemessungsverfahren.

Zur Erddrucklehre. Prof. E. Jakoby am Polytechnikum in Riga untersucht im Zentralblatt d. Bauv. 1918, Nr. 17, die gegen die Coulombsche Theorie (von Mohr) vorgebrachte Behauptung, daß das Gleichgewicht zwischen drei sich nicht in einem Punkte schneidenden Kräften angenommen werde. Der „innere Widerspruch“ wird gelöst durch die Einrechnung des Einflusses der Wandreibung auf die gewöhnlich mit Q bezeichnete Kraft \perp zur Gleitfläche.

Der mehrfache Rahmen mit horizontal verschiebbarem und mit unverschiebbarem Balken. Von Ing. Rob. Gsell-Heldt, z. Zt. Zürich. Die Arbeit behandelt Fragen wie die Veröffentlichung von Suter Arm. Beton 1916, Heft 3—11. Schweiz. Bau-Ztg. vom 11. u. 18. Aug. 1917.

Die Zugspannungen des Betons im Eisenbetonbau. Ableitungen von Tabellen auf Annäherungswege, die gut mit genauer Rechnung übereinstimmen. Sie haben den Zweck, die in Deutschland durch Mörschs Veröffentlichung im Z. d. Bauv. 1914, Nr. 26, und das Hagersche Graphikon gelöste Frage für die nach den deutschen, österreichischen und schweizerischen — von-

einander hier völlig abweichenden Bestimmungen einheitlich und einfach zu lösen. Schweiz. Bau-Ztg. vom 29. Nov. 1917.

III. Versuche mit Eisenbeton.

Das Versuchswesen in der Praxis des Eisen- und des Eisenbetonbaues. Von Fritz Hübner, Kontroll-Ing. im Schweiz. Eisenbahn-Dep. Bern. Schweiz. B.-Ztg. vom 6., 13. u. 27. Okt. 1917.

Zur Ermittlung der Beziehung zwischen Biegungs- und Würfel-Druckfestigkeit des Betons unter Verwendung von Kontrollbalken. Von Ing. Dr. W. Wieser, Wien. Eigene Versuche und Beobachtungen sowie Angaben aus der neusten Veröffentlichung des Eisenbeton-Ausschusses des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins werden ausgewertet. Das Verhältnis hat sich zu 1,1—1,5 ergeben, je nach der Zusammensetzung der Betone. Bisherige Mittelwerte 1,3—1,6, sogar 2,0 wurde angenommen. Behandlung des Stoffes unter Berücksichtigung der Formänderungen. D. Bau-Ztg. 1918, Zementbeilage Nr. 3 u. 4.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

— — —

V. Anwendungen und Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton- und Eisenbetonbauweise, Fertigerzeugnisse. Neue Anwendungen. Bauunfälle.

— — —

2. Hochbau.

Der Grundbau für die Erweiterung des Stadthauses in Hamburg. Von Baurat Unger-Nyborg, Hamburg. Bemerkenswert ist die Überbrückung eines 30 m breiten Flets durch zwei vierstöckige Gebäude. Wegen geringer Bauhöhe hat man die einzelnen Geschosse selbsttragend gemacht. D. Bau-Ztg. 1918, Zementbeilage Nr. 3/4/5.

3. Brückenbau.

— — —

4. Wasserbau.

Verwendung von Eisenbetonsenkkasten bei der Hafenerweiterung in Kopenhagen, ausgeführt von Christiani & Nielsen, Hamburg-Kopenhagen. Die Senkkästen, 9,8 m hoch, 5,0 m breit, 49 m lang, sind in einem besonderen Trockendock erbaut worden. Angaben über die Einrichtung der Baustelle und des Baubetriebes sowie den Bauvorgang, zahlreiche Abbildungen. Gesamtlänge 1100 m, Gesamtkosten 11¼ Mill. Kronen. Beton u. Eisen 1918, Heft 4/5.

5. Grundbau.

Pfahlgründungsweise.

Treckpalen (Zugpfähle) können zur „Stützung“ von Kellersohlen aus Beton gegen Auftrieb angewendet werden, um die Sohlenplatte schwächer halten zu können. Ausführungen hierüber von D. W. Gijswijt, Direktor der Gesellschaft „De Amstel“ in Gewapend Beton 1915, Heft 9.

Palen van gewapend beton, gestort in den grond. In Gewapend Beton 1916, Nr. 3, teilt Ir. Jakobs an Hand zahlreicher Photos sehr ungünstige Erfahrungen mit im Boden gestampften Eisenbetonpfählen mit. Verdrehungen, Hohlräume Sandschichten, Schalenabsplittungen zeigten sich beim Ausgraben in großer Menge, wodurch die geringe Tragfähigkeit begründet war. Oberirdisch hergestellte Pfähle, sind, wo man sie verwenden kann, mehr zu empfehlen.

Betonpfähle mit Blechmänteln. Der dünne Blechmantel wird durch eine Drahtspirale gegen Zusammendrücken versteift. Während des Einrammens ist sein Hohlraum mit einem zweiteiligen eisernen Kern ausgefüllt. Größte Pfahllänge bisher 11,25 m. Engineering 25. Mai 1917. Auszug: Ztschr. d. V. d. Ing. 1917, Nr. 37.

Gewapend Beton - Palen. Von Ir. Verheij. Im Oktoberheft 1916 des Gewapend Beton werden Erfahrungen mit fertigen Rammpfählen und mit in der Erde erzeugten Stampfpfählen mitgeteilt. Von 80 Rammpfählen bei einem Bau in Den Helder haben sich 79, soweit erkennbar, tadellos bewährt. Nur ab und zu haben sich feine ringsumlaufende Risse gezeigt. Straußpfähle sind bisher mit Erfolg bei den Kunstbauten der Strecke Heerlen-Valkenburg angewendet worden. Mit De Waalpfählen sind in letzter Zeit einige sehr ungünstige Erfahrungen gemacht worden: Nichtausbildung der Fußverbreiterung und starke Entmischung des Betons. Kennzeichnend ist die große Verschiedenheit des Setzens bei gleicher Last. Die Fußverbreiterung in flüssigem Sandboden wird für eine Fabel erklärt. Alle derartigen Systeme seien über einen Kamm zu scheren und werden als „spekulative Systeme“ bezeichnet.

6. Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischer Tiefbau.

Schwellen aus Eisenbeton. Kurze Angaben über auf einer Strecke der Riverside-Rialto R. R. angewandten Eisenbetonschwellen für schweren Verkehr, die sich gut bewährt haben sollen, in der Schweiz. B.-Ztg. vom 29. Nov. 1917.

7. Schiffbau.

Neuerungen im Bau von Eisenbetonschiffen. Das große Eigengewicht von Eisenbetonschiffen sucht Ing. Rüdiger, Hamburg, durch Anwendung eines Leichtbetons von 1,10 Raum-

gewicht und 180–260 kg/qcm Würfelfestigkeit zu erreichen, Wandstärke hier sogar nur 2 cm. Die Eisenbeton-Schiffbau-Gesellschaft, Hamburg G. m. b. H. (300 000 M.) und die deutsch-ungarische Eisenbeton-Schiff-Bau-Gesellschaft (2 Millionen Mark) befassen sich mit der Ausführung dieser Schiffe. D. Bau-Ztg. 1918, Zementbeilage Nr. 4.

Über Eisenbetonschiffbauten mit besonderer Berücksichtigung einer Ausführung der Firma Züblin & Co. Von Dr.-Ing. H. Schürch, Straßburg. Erörterungen über Fragen des Eisenbetonschiffbaues und Besprechung des 120 t Motorschiffes auf dem Bieler See, (mit zahlreichen Abbildungen), welches auch in Arm. Bet. 1917, Nr. 8, in einem besonderen Artikel beschrieben ist. Beton u. Eisen 1918, Nr. 4/5.

Ein Eisenbetondampfer von 5000 t Lade-fähigkeit wird nach der Z. d. V. d. Ing. 1917, Nr. 43, von der San Francisco Shipbuilding-Comp. erbaut. Kosten 1,5 Mill. M.

Das neue Bootshaus des Zürcher Yacht-Clubs. Ein reizender, schwimmender, pavillon-ähnlicher Bau aus Holz. Die Schwimmkörper und die darauf aufgelagerte Sohlplatte sind in Eisenbeton ausgebildet; wie, ist nicht angegeben und nur aus Zeichnungen zu ersehen. Schweiz. Bau-Ztg. vom 18. Aug. 1917. Auszug Zeitsch. d. V. d. Ing. 1917, Nr. 47.

Schiffe aus Eisenbeton. Allgemeine, besonders wirtschaftliche Betrachtungen. Fr. v. E. Beton u. Eisen 1918, Heft 2/3.

Eisenbetonschiffbauten in Niederland. Indien. Zwei Bilder mit 12 Zeilen Text. Beton u. Eisen 1918, Nr. 415.

VI. Sonstiges.

Zukunftsfragen des Eisenbetonbaues. Privatdozent Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt, z. Zt. i. Felde, erörtert hier einige Forderungen, deren Erfüllung zur Hebung der Eisenbetonbauweise geeignet sei. Die Unmöglichkeit, das Verbindungswesen von Grund aus zu bessern, lege die Forderung nach einer weitergehenden, möglichst behördlichen Bauaufsicht nahe. Er verlangt: Überwachungsingenieure bei der Baupolizei, Überwachungsvereine (wie für Dampfkessel), Polierfortbildungskurse, ein Jahr Praxis vor dem Diplom-examen der Eisenbeton-Ingenieure und Hinzuziehung der Studierenden zu Baustoffprüfungen. Zu erwägen sei, ob nicht der Eisenbetonbau als eine besondere Abteilung an den Hochschulen auszubilden sei. Beton u. Eisen 1918, Heft 1 u. 2/3.

Zuschriften hierzu. 1) von Dr.-Ing. W. Sch., der die Überwachungsvereine und die scharfe Überwachungstätigkeit der Baupolizeibeamten für ungeeignete Mittel zu dem erstrebenswerten Zwecke hält, sich dagegen von der Tätigkeit von Bauberatern (Zivilingenieuren) Besserung verspricht. 2) von Ing. Carl Ritter, Klotzsche, der die Über-

wachungsvereine für vorteilhaft hält, und dem Vorschlag von Polierkursen beipflichtet. Beton u. Eisen 1918, Nr. 4/5.

Das Schiedsgutachten von Fr. v. E. Bericht über die neue Schiedsgerichtsordnung der nieder-österreichischen Ingenieur-Kammer in Wien. Beton u. Eisen 1918, Nr. 4/5. Vgl. die Ausführ-

ungen von Haberkalt, Mörike u. Janesch in Beton u. Eisen 1917, S. 7, 85 u. 114.

Beiträge zur Frage des Submissionswesens. Pauschalverträge. Von Arch. E. Beutinger, Wiesbaden. Der Brückenbau 1918, Heft 4.

Gustav Griot †. Nekrolog. Schweiz. Bauztg. vom 10. Nov. 1916.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Säumigkeit bei Errichtung eines öffentlichen Bauwerks berechtigt unter Umständen den Staat, dem Unternehmer den Auftrag zu entziehen, auch ohne daß ein Verschulden vorliegt.

Urteil des Oberlandesgerichts Hamburg.

Ein Bauunternehmer hatte auf Grund eines im Ausschreibungsverfahren eingereichten Angebotes die Errichtung eines öffentlichen Bauwerks übertragen erhalten, und zwar war im Verträge unter Nr. 4 ausgemacht, daß, wenn Übernehmer wiederholt den Aufforderungen der Bauleitung nicht Folge leisten kann oder wiederholt schlechte Arbeit oder Material liefern, oder die Arbeit so säumig betreiben sollte, daß nach Ansicht der Baudeputation der Ablieterungstermin nicht innegehalten werden könne, es der Finanzdeputation frei stehen solle, die Arbeit ganz oder zum Teil aus seinen Händen zu nehmen und für Rechnung und Gefahr des Unternehmers fortsetzen zu lassen. Als nun der Unternehmer sich in der Tat bei der Ausführung säumig zeigte, machte der Staat von dieser Bestimmung Gebrauch. Vergebens beschritt hiergegen der Unternehmer den Klageweg; der erste Zivilsenat des Oberlandesgerichts Hamburg wies ihn aus den folgenden Gründen ab:

Die Nr. 4 regelt, wie nach ihrem Zweck und Wortlaut anzunehmen ist, das Verhältnis der Parteien bezüglich der Entziehung des Werkauftrags vor dessen Vollendung vollständig. Es kommt dabei in Betracht, daß der Staat das öffentliche Interesse an guter und pünktlicher Herstellung öffentlicher Arbeiten wahrzunehmen, andererseits Behörden zu seiner Verfügung hat, die mit besonderer Sachkenntnis und einer größeren Objektivität als ein privater Auftraggeber die Tragweite vorgekommener Unfolgsamkeiten gegen die Anordnungen der Bauleitung, schlechter Arbeits- oder Stofflieferungen und einer die rechtzeitige Fertigstellung des Werkes gefährdenden Säumigkeit des Unternehmers vom Standpunkt des öffentlichen Interesses aus beurteilen können. Beim Fehlen jeder anderen Hinweisung ist deshalb anzunehmen, daß die Behörde Unternehmern, die sich als säumig, unfolgsam oder leistungsunfähig erwiesen haben, die Arbeit ohne Befolgung der im BGB. für den Fall verspäteter oder mangelhafter Herstellung eines Werkes gegebenen Vorschriften entziehen kann, also nicht erst gemäß § 634 eine Frist zur Nachbesserung des Versäumten oder mangelhaft Hergestellten zu setzen braucht. Ebenso wenig braucht ein Verschulden des Unternehmers vorzuliegen, denn zu einer solchen Forderung gibt die Fassung der Nr. 4 keinen Anlaß. Es sind sehr wohl Fälle denkbar, in der die hervortretende Leistungsunfähigkeit eines Werkunternehmers ohne Rücksicht darauf, ob ihm diese Unfähigkeit zum Verschulden anzurechnen ist, im öffentlichen Interesse die Entziehung der Arbeit wünschenswert macht. Dem trägt die Abmachung Rechnung, und es ist deshalb von dem Erfordernis schuldhafter Säumnis, Unfolgsamkeit oder Mangelhaftigkeit der Anlieferungen abzu- sehen. Andererseits ist es eine Folge des alle Verträge beherrschenden Grundsatzes von Treu und Glauben, daß die Arbeitsentziehung nicht in die Willkür der Behörde

gestellt ist. Deshalb ist zu untersuchen, ob der Kläger grob gegen seine Vertragspflichten verstoßen hat, und ob diese Verstöße das Vertrauen der Behörde in die Fähigkeit oder den Willen des Klägers, die Anlage in einer dem öffentlichen Interesse genügenden Weise fertig zu stellen, erschüttern mußten. Dagegen darf sich der Kläger zur Entschuldigung nicht auf die Streikklausel berufen, indem er geltend macht, daß er wegen einer über ihn verhängten Sperre nur ungenügendes Arbeitermaterial habe erhalten können. Ein Ausstand oder eine Sperre kann den Unternehmer unmöglich berechtigen, mangelhafte Arbeit zu liefern. Ist nach dem Beweisergebnisse die Arbeit dem Kläger mit Recht entzogen, so muß er sich denjenigen Betrag von seiner vertragsmäßigen Forderung absetzen lassen, den der Staat für die Fertigstellung der Arbeit hat aufwenden müssen. Sk.

Ist ein Sandschöpfvertrag ein Werkvertrag oder ein Arbeitsvertrag?

(Oberlandesgericht Stuttgart, W. 87/16.)

(Nachdruck verboten.) Ein Unternehmer hatte mit einer Firma einen Vertrag geschlossen, wonach er sich verpflichtete, ständig Sand aus einem Fließchen zu schöpfen; die Entlohnung sollte nach der Menge des geschöpften Sandes erfolgen.

Eine Forderung, die dem Unternehmer auf Grund dieses Vertrages gegen die Firma, der er Sand lieferte, zustand, ließ nun ein Gläubiger des Unternehmers pfänden, worauf letzterer gegen die Pfändung Beschwerde einlegte, indem er behauptete, es handle sich hier nicht um einen Werkvertrag, sondern um einen Arbeitsvertrag.

Die erste Instanz hatte die Erinnerung des Schuldners zurückgewiesen, die zweite Instanz dagegen sie für berechtigt erklärt. Das Oberlandesgericht Stuttgart ist dem Schuldner wie dem Gläubiger insofern gerecht geworden, als es die Pfändung des dem Unternehmer zustehenden Betrages insoweit für gerechtfertigt erachtete, als dieser jährlich die Summe von 2000 Mark übersteige.

Wenn auch im allgemeinen bei einer Forderungspfändung, wie hier, die Forderung nur im Bestand zur Zeit der Pfändung haftet und die Zulässigkeit der Pfändung zukünftiger Forderungen mindestens sehr zweifelhaft ist, so ist doch hier die Pfändung der Forderung des Schuldners auch mit Wirkung auf die nach der Zeit der Pfändung entfallenden Beträge als zulässig zu erachten. Es muß § 832 der Zivilprozeßordnung zur Anwendung gebracht werden, wonach sich das Pfandrecht bei Pfändung einer Gehaltsforderung oder einer ähnlichen, in fortlaufenden Bezügen bestehenden Forderung auch auf die nach der Pfändung fälligen Beträge erstreckt. Um eine solche Forderung handelt es sich hier. Zwar hat der Schuldner mit der erwähnten Firma einen Werkvertrag abgeschlossen, wonach er verpflichtet ist, Sand zu schöpfen und wonach er entsprechend der Menge des geschöpften Sandes entlohnt wird. Aber es steht hierbei doch ein Arbeits- oder Dienstverhältnis in Frage, das die Arbeitskraft des Schuldners völlig in Anspruch nimmt und wobei wöchentliche Lohnzahlung stattfindet. — Sonach hat der Pfändungsbeschluß auch die später fälligen Teile des Anspruchs des Schuldners umfaßt.

Andererseits ist es aber auch nicht richtig, daß der Teil des Lohnes, welcher auf den oder die von dem Schuldner beschäftigten Tagelöhner entfällt, unbeschränkt pfändbar ist, weil er eine Auslage im Sinne von § 3, Abs. 2 des Lohnbeschlagnahmengesetzes darstellt. Diese Bestimmung kommt nur zur Anwendung, wenn die Vergütung zugleich mit dem Ersatz von Auslagen in ungetrennter Summe bedungen ist; hier aber steht es dem Schuldner frei, Tagelöhner anzunehmen oder die Arbeit allein oder mit Angehörigen zu verrichten.

Danach ist derjenige Betrag festzustellen, den der Unternehmer im Jahre durchschnittlich einnimmt, und dieser Betrag, soweit er 2000 Mark übersteigt, ist pfändbar.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Handbuch für Eisenbetonbau, herausgegeben von Dr.-Ing. F. v. Emperger. Ergänzungsband II. Neuere Hohlkörperdecken, bearbeitet von R. Böhm, Gera, mit 330 Textabb. Berlin 1917. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 12 M., geb. 16,50 M.

Das zu gleicher Zeit auch unter dem Titel: „Neuere Hohlkörperdecken“ als selbständige Buchausgabe erscheinende Werk wird allen Fachkollegen sehr erwünscht sein, stellt es doch die verschiedenen, in der Literatur nur verstreut oder in unzureichender Weise wiedergegebenen Hohlkörperdecken einmal einheitlich zusammen. Behandelt werden in einer ersten Gruppe: Am Bau hergestellte Decken und zwar solche mit einseitiger wie kreuzweiser Bewehrung, alsdann in Gruppe II Werkmäßige Hohldecken (I-Profil-Balkendecken, Kasten-Beton-Balkendecken, Mehrteilige Betonbalkendecken). In einem Anhang sind die amtlichen Bestimmungen für die Berechnung und Ausführung von Hohlsteindecken sowie ein Literaturnachweis über Hohlsteindecken-Theorie angefügt.

Anschließend an eine allgemeine Abhandlung über die Vorzüge und Nachteile der Hohlsteindecken werden hier einzelne Arten, der obigen Einteilung entsprechend, besprochen und in Beispielen erläutert und vorgeführt. Das Ganze ist eine übersichtliche und gefällige Zusammenstellung des Standes der Technik in allen ihren Einzelheiten für das Gebiet der Hohlsteindecken. Theoretische Fragen werden im allgemeinen nicht berührt. M. F.

Das ABC der wissenschaftlichen Betriebsführung. Von F. B. Gilbreth. Nach dem Amerikanischen frei bearbeitet von Dr. Colin Ross. Mit 12 Textfig. Berlin, Verlag von Julius Springer 1917. Preis 2,80 M.

Wissenschaftliche Betriebsführung, die „Taylor-Lehre“ der amerikanischen Industrie — ist, wenn auch manche ihrer Erscheinungen uns eigenartig anmutet — der Schlüssel zu den hervorragenden Organisations- und praktischen Erfolgen der Amerikaner und ihren vielgestaltigen Groß- und Größt-Betrieben. Das nur 77 Seiten umfassende Werkchen behandelt die Grundbegriffe der wissenschaftlichen Betriebsführung, sie selbst, ihren Lohn, ihre Anwendung und Arbeitsart.

Bei dem intensivsten Konkurrenzkampf, der nach Kriegsende unserer deutschen Industrie bevorsteht, sollte die Lehre und Erfahrung der Taylor-Methode auch in unserer deutschen Industrie allgemein bekannt werden. Wenn sie auch nicht von ihr vollkommen übernommen werden kann, da der deutsche Arbeiter zum Glück kein Amerikaner ist und werden wird, so enthält doch die

Methode so viel Anregungen und Zweckmäßigkeiten, daß auch die deutsche Industrie an ihnen nicht vorübergehen darf, auch aus ihnen den eigenen Verhältnissen angepaßt, Nutzen ziehen muß. Deshalb sollte die Ross'sche Übertragung der Gilbreth'schen Schrift Gemeingut aller deutschen technischen Betriebe, besonders ihrer Leiter und Ingenieure werden.

Beitrag zur Berechnung der Biegemomente und Bemessung der Wandquerschnitte der Silozelle aus Eisenbeton mit Hilfe des Einspannungsgrades. Von Dr.-Ing. Carl L. Palen, Promotionsarbeit. Verlag Robert Noske, Borna bei Leipzig. Geh. 4,50 M.

Das umfangreiche, 120 Seiten umfassende Werkchen behandelt die in der Überschrift wiedergegebene Aufgabe in einwandfreier, zweckentsprechender und klarer Weise und kann all den Fachgenossen als Wegweiser und Vorbild dienen, welche sich mit der Berechnung von Silozellen in der Praxis zu befassen haben oder sich schnell einen Überblick über dies Gebiet verschaffen oder in dieses sich einarbeiten wollen. Für letztere Benutzung ist die Palensche Abhandlung umso mehr geeignet, als sie an alle wichtigen Betrachtungen und Abschnitte ausführliche Zahlenbeispiele anfügt und durch sie u. a. zugleich die Prüfung der Genauigkeit der ermittelten Formeln vornimmt. Hierbei erstrecken sich die Betrachtungen sowohl zunächst auf den einzelnen Zellenquerschnitt als weiterhin auf den Einfluß von Nachbarzellen, auf einseitige Systeme (aus zwei und mehr Zellen bestehend) und auf unendlich große Zellsysteme (Mittelzelle, Randzelle, Eckzelle). Schon diese kurze Inhaltsangabe und Kritik lassen erkennen, daß es sich bei der vorliegenden Arbeit um eine Veröffentlichung handelt, wie sie der Praxis von besonderem Wert ist. Möchte sie auch von ihr dementsprechend gewürdigt werden. M. F.

Aufgaben aus der Technischen Mechanik. Von Ferdinand Wittenbauer, ord. Prof. a. d. k.-k. Techn. Hochschule in Graz. III. Band, Flüssigkeiten und Gase, zweite verbesserte Auflage. 586 Aufgaben nebst Lösungen und einer Formelsammlung; mit 396 Abb. Berlin, Verlag von Julius Springer 1917. Preis 9 M. geb. 10,20 M.

Das Wittenbauersche Aufgabenwerk hat sich in allen seinen bisher erschienenen Bänden bestens eingeführt und ist vielen Studierenden ein wertvoller Führer auf dem Gebiete der Technischen Mechanik geworden. Deshalb bedarf auch der vorliegende III. Band, mit dem nunmehr das geplante Aufgabenwerk abgeschlossen wird, keiner besonderen Befürwortung und Heraushebung mehr. Zudem läßt das allgemein namentlich bei den Maschinenbau-befassenen neuerdings hervorgetretene lebhafteste Interesse für Gegenstände der technischen Hydromechanik mit Bestimmtheit erhoffen, daß auch Band III der Aufgabensammlung seine Freunde sich gewinnen wird. Besonderes Interesse dürften auch die Aufgaben über Äronautik (Ballon, Äroplan, Schraubenzieger) finden.

Auch der III. Band wird — wie er es will — für die Studierenden das „Können“ fördern und damit der Gesamttechnik wertvollste Dienst leisten. Möge er gleich freundliche Aufnahme und Anerkennung finden, wie seine beiden Vorgänger; er ist ihnen würdig und verdient allseitige Anerkennung wie sie. M. F.

Dem Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.